

## **Modelação do Comportamento Mecânico de Vias-férreas**

Copyright© João António da Silva Fernandes, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



# Resumo

Esta dissertação pretende ser um contributo para a modelação estrutural de vias-férreas.

Começa-se por fazer uma descrição dos elementos que constituem a via-férrea balastrada e do seu funcionamento, quando sujeitos às solicitações induzidas pelos veículos. São apontadas algumas vantagens e desvantagens da solução tradicional, em via balastrada, em comparação com a via não balastrada e via de apoio misto.

Descrevem-se as principais acções exercidas pelos comboios, principalmente o seu carácter dinâmico. Neste âmbito, é analisada a importância da fórmula de Prud'Homme. São descritos também os parâmetros que permitem caracterizar a qualidade geométrica da via-férrea e os principais mecanismos que levam à sua degradação.

Analisa-se os modelos tradicionais e métodos normalmente utilizados no dimensionamento deste tipo de infra-estruturas de transporte. São apresentados os modelos computacionais para análise da via-férrea.

Referem-se os principais métodos de auscultação não destrutivos utilizados na avaliação da capacidade de carga das infra-estruturas de transportes. Esta metodologia permite estabelecer, através do processo de retroanálise, um modelo de comportamento da subestrutura.

O caso de estudo refere-se a análise do comportamento estrutural de duas soluções das vias-férreas, uma com sub-balastro granular e outra com sub-balastro betuminoso. Neste âmbito foram realizados ensaios de carga não destrutivos com o Deflectómetro de Impacto (FWD) efectuados num modelo físico a escala real construído no LNEC. Foram desenvolvidos também modelos numéricos de elementos finitos visando a análise da resposta das estruturas.

**Palavras-chave:** Métodos de auscultação não destrutivos, Deflectómetro de Impacto, sub-balastro betuminoso, modelação numérica, acção dinâmica



# Abstract

This dissertation intends to contribute to the structural modeling of railway track.

Initially, a description of the ballasted track elements and their behavior under the traffic loads are presented. Some advantages and disadvantages of the ballasted track, classic solution, when compared with other solutions, such as slab track and mixed support track, are pointed out.

The effect of loading induced by traffic is analyzed, particularly its dynamic character associated to high speed trains. In this context, the importance of Prud'Homme formula is highlighted. The main parameters generally used to characterize the geometric quality of the track are presented together with the main mechanisms that lead to track deterioration.

The methodologies generally used for track design are referred, as well as the numerical models applied to structural analysis of railways.

The main non-destructive techniques for bearing capacity evaluation of transportation infrastructures are described. Based on these methodologies, the structural model of the track can be established, through back-calculation process, and the behavior of the substructure analyzed.

The case study analyses the structural performance of two track solutions, one with granular sub-ballast and the other one with bituminous sub-ballast. For this purpose, non-destructive load tests, were performed with Falling Weight Deflectometer, on a physical model, built at LNEC. Finite elements numerical models were also developed in order to study the structures response.

**Keywords:** Non-destructive test methods, Falling Weight Deflectometer, bituminous sub-ballast, numerical modeling, dynamic load



# Agradecimentos

A conclusão de mais um ciclo académico não teria sido tão proveitosa e enriquecedora sem o apoio de algumas pessoas e instituições, às quais eu gostaria de expressar os meus sinceros agradecimentos, em particular:

À direcção do LNEC, pela excelente oportunidade da realização de estágio curricular na instituição e pelos meios colocados à disposição. Em especial a toda a equipa do departamento de transportes, mais especificamente ao Núcleo de Infra-estruturas Ferroviárias pela disponibilidade e simpatia sempre demonstrados.

À Professora Doutora Simona Fontul, minha orientadora, pela sugestão e interesse que sempre manifestou no tema, pela excelente orientação e disponibilidade sempre demonstrada no esclarecimento de qualquer dúvida, pelo constante incentivo, apoio e encorajamento.

Ao Engenheiro André Paixão, Bolseiro de Doutoramento no LNEC, pela disponibilidade manifestada no esclarecimento de dúvidas e auxílio, principalmente na utilização do *software* ANSYS®.

À minha família e amigos, em especial aos meus irmãos Bruno e Gustavo, pela amizade e carinho que sempre manifestaram.

À Vera, por estar sempre presente.





# Índice de conteúdo

<b>1</b>	<b>Introdução</b>	<b>1</b>
1.1	Enquadramento . . . . .	1
1.2	Objectivos da dissertação . . . . .	2
1.3	Organização da dissertação . . . . .	2
<b>2</b>	<b>Constituição e tipologia de vias-férreas</b>	<b>5</b>
2.1	Considerações gerais . . . . .	5
2.2	Via Balastrada . . . . .	6
2.2.1	Carril . . . . .	6
2.2.2	Travessas . . . . .	8
2.2.3	Sistemas de ligação . . . . .	9
2.2.4	Camada de Balastro . . . . .	11
2.2.5	Camada de sub-balastro . . . . .	13
2.2.6	Fundação . . . . .	14
2.3	Via não balastrada . . . . .	16
2.4	Via de apoio misto . . . . .	18
2.5	Optimização da via-férrea para a alta velocidade . . . . .	19
2.5.1	Optimização da rigidez vertical . . . . .	21
2.5.2	Optimização da capacidade de carga da subestrutura . . . . .	24
<b>3</b>	<b>Acções exercidas, qualidade e degradação da via-férrea</b>	<b>27</b>
3.1	Considerações gerais . . . . .	27
3.2	Acções exercidas sobre a via-férrea . . . . .	28
3.3	Quantificação das acções verticais dinâmicas . . . . .	31
3.3.1	Aproximações experimentais . . . . .	31
3.3.2	Fórmulas de Eisenmann . . . . .	32
3.3.3	Fórmula de Prud’homme . . . . .	33
3.4	Qualidade geométrica e degradação da via-férrea . . . . .	36
3.4.1	Mecanismos de degradação da subestrutura ferroviária . . . . .	38
<b>4</b>	<b>Modelação da via-férrea</b>	<b>43</b>
4.1	Considerações gerais . . . . .	43
4.2	Modelos de cálculo utilizados na análise estrutural . . . . .	43
4.2.1	Modelos clássicos de análise da via-férrea . . . . .	43
4.2.2	Modelos linear elásticos . . . . .	45
4.2.3	Método dos elementos finitos . . . . .	48
4.2.4	Método do elemento discreto . . . . .	48
4.3	Modelos numéricos da via balastrada . . . . .	50
4.4	Evolução dos métodos de dimensionamento . . . . .	53

<b>5</b>	<b>Avaliação da subestrutura ferroviária</b>	<b>59</b>
5.1	Considerações gerais . . . . .	59
5.2	Métodos de auscultação não destrutivos . . . . .	59
5.2.1	Deflectómetro de impacto (FWD) . . . . .	59
5.2.2	Deflectómetro de impacto ligeiro (DIP) . . . . .	62
5.3	Avaliação estrutural com o FWD . . . . .	64
5.4	Critérios de ruína . . . . .	66
5.4.1	Ruína por fadiga . . . . .	67
5.4.2	Ruína por deformação permanente . . . . .	67
5.5	Modelação da subestrutura ferroviária . . . . .	68
5.5.1	Tipos de modelos estruturais . . . . .	68
5.5.2	Comportamento e modelação dos materiais . . . . .	70
<b>6</b>	<b>Caso de estudo</b>	<b>73</b>
6.1	Considerações gerais . . . . .	73
6.2	Descrição do modelo físico . . . . .	73
6.2.1	Construção da fundação . . . . .	75
6.2.2	Construção das camadas de coroamento e sub-balastro granular . . . . .	76
6.2.3	Construção das camadas de sub-balastro betuminoso . . . . .	78
6.3	Ensaio com o FWD . . . . .	78
6.4	Modelação numérica e Retroanálise . . . . .	82
6.4.1	Modelação numérica . . . . .	82
6.4.2	Retroanálise . . . . .	89
6.5	Estudo do comportamento durante a vida útil . . . . .	97
6.5.1	Modelação numérica para a fase de construção . . . . .	97
6.5.2	Modelação numérica para a fase de exploração . . . . .	100
6.5.3	Modelo estrutural obtido por retroanálise . . . . .	101
6.5.4	Dimensionamento da via-férrea . . . . .	107
<b>7</b>	<b>Conclusões e desenvolvimentos futuros</b>	<b>113</b>
7.1	Conclusões . . . . .	113
7.2	Desenvolvimentos futuros . . . . .	115

# Índice de figuras

2.1	Esquema da secção transversal de via balastrada [Fortunato, 2005]	7
2.2	Carril <i>Vignole</i> [Vossloh, 2011]	7
2.3	Tipos de travessas de betão [Vale, 2010]	9
2.4	Esquema de fixação rígida, adaptado de [Pita, 2006]	10
2.5	Tipos de fixação elásticas [Railway-Tecnology, 2011]	10
2.6	Diferentes soluções de via não balastrada [Paixão e Fortunato, 2009]	16
2.7	Diversas concepções de via em laje [Paixão e Fortunato, 2009]	17
2.8	Optimização das linhas ferroviárias de alta velocidade, adaptado de [Teixeira, 2011]	21
2.9	Rigidez vertical da via [Teixeira, 2003]	21
2.10	Custos de manutenção em função da rigidez da palmilha [Teixeira, 2007]	22
2.11	Colocação de elementos resilientes a vários níveis, adaptado [Pita, 2006]	22
2.12	Valor óptimo da rigidez vertical de uma via, adaptado de [Teixeira, 2003]	23
2.13	Evolução dos custos totais de manutenção, da qualidade da via e de energia dissipada com a rigidez vertical da via (linha com 100 comboios por dia; $V_{max}=300$ km/h), adaptado de [Teixeira, 2003]	24
2.14	Secção típica de linhas de alta velocidade [Teixeira, 2006]	24
2.15	Representação esquemática dos resultados equivalentes em relação às tensões verticais, adaptado de [Teixeira, 2006]	26
3.1	Direcção das acções exercidas sobre a via [Ferreira, 2010]	28
3.2	Tensões devido às forças verticais nos elementos da via [Fortunato, 2005]	29
3.3	Coeficientes dinâmicos, adaptado de [Pita, 2006]	32
3.4	Oscilação dinâmica da carga por roda, adaptado de [Teixeira, 2003]	32
3.5	Frequência própria da massa suspensa, adaptado de [Pita, 2006]	34
3.6	Frequência própria da massa não suspensa, adaptado de [Pita, 2006]	34
3.7	Influência dos diferentes parâmetros nas cargas dinâmicas [Teixeira, 2003]	36
3.8	Rotura por corte progressivo, adaptado de [Radampola, 2006]	39
3.9	Formação de bolsas de balastro, adaptado de [Radampola, 2006]	39
3.10	Assentamentos permanentes devido à passagem dos comboios, observados numa via com fundação em solo areno-siltoso [Fortunato, 2005]	40
4.1	Modelos de via sobre meio elástico, adaptado de [Teixeira, 2003]	44
4.2	Modelo de carril apoiado discretamente, adaptado de [Teixeira, 2003]	44
4.3	Modelo de Boussinesq para uma carga pontual [Fontul, 2004]	46
4.4	Método de Odemark [Fontul, 2004]	46
4.5	Comparação de resultados obtidos com diferentes modelos numéricos: Multa, PSA e Illitrack [Adegoke et al., 1979]	52
5.1	FWD HWD PRI2100 TRAILER	60
5.2	Princípio de ensaio com o deflectómetro de impacto [Alves, 2007]	61
5.3	Deflectómetro de Impacto Portátil do LNEC: a) aspecto geral; b) pormenor da placa, célula de força, amortecedores e da massa móvel [Fortunato, 2005]	63

5.4	Evolução da carga e das deflexões obtidas com o DIP sobre uma camada de sub-balastro [Fortunato, 2005] . . . . .	64
5.5	Influência das diferentes camadas na bacia de deflexão, adaptado de [Almeida, 1993]	65
5.6	Extensões envolvidas nos modelos estruturais: a) axissimétricos; b) tridimensional [Vale, 2004] . . . . .	69
5.7	Comportamento típico de material viscoelástico e modelo de Burgers [Fontul, 2004]	72
6.1	Planta da fossa de ensaios do LNEC (sem escala) . . . . .	74
6.2	Corte esquemáticos das infra-estruturas experimentais [Fortunato, 2005] . . . . .	74
6.3	Corte esquemáticos das infra-estruturas experimentais [Fontul, 2011] . . . . .	74
6.4	Curvas granulométricas dos solos . . . . .	75
6.5	Curva granulométrica dos agregados calcários . . . . .	77
6.6	Curva granulométrica dos agregados graníticos . . . . .	77
6.7	Curva granulométrica dos agregados da mistura betuminosa [Freire e Mendes, 2011]	78
6.8	Esquema elucidativo dos pontos de ensaios nas células 1 e 2 . . . . .	79
6.9	Célula 1; Pressão 157 . . . . .	79
6.10	Célula 1; Pressão 250 . . . . .	80
6.11	Célula 1; Pressão 320 . . . . .	80
6.12	Célula 1; Pressão 480 . . . . .	80
6.13	Célula 2; Pressão 157 . . . . .	81
6.14	Célula 2; Pressão 250 . . . . .	81
6.15	Célula 2; Pressão 320 . . . . .	81
6.16	Célula 2; Pressão 480 . . . . .	82
6.17	Tipo de elemento de oito nós PLANE 82 . . . . .	83
6.18	Tipo de elemento de vinte nós SOLID 186 . . . . .	83
6.19	Exemplo de malha 2D de elementos finitos desenvolvida no ANSYS® . . . . .	84
6.20	Exemplo de malha 3D de elementos finitos desenvolvida no ANSYS® . . . . .	84
6.21	Influência do tipo de modelo estrutural nas deflexões calculadas - C1 . . . . .	85
6.22	Influência do tipo de modelo estrutural nas deflexões calculadas - C2 . . . . .	85
6.23	Exemplo de curvas de impulso dinâmico . . . . .	88
6.24	Influência do tipo de curva nas deflexões calculadas . . . . .	88
6.25	Deflexões no ponto C1E para uma pressão de 250 kPa . . . . .	90
6.26	Deflexões no ponto C2E para uma pressão de 250 kPa . . . . .	91
6.27	Módulos obtidos por retroanálise para os vários níveis de carga para o ponto C1C	91
6.28	Módulos obtidos por retroanálise para os vários níveis de carga para o ponto C1E	92
6.29	Módulos obtidos por retroanálise para os vários níveis de carga para o ponto C2B	92
6.30	Módulos obtidos por retroanálise para os vários níveis de carga para o ponto C2E	92
6.31	Módulos obtidos por retroanálise nos pontos C1C e C1E, para uma pressão de 250 kPa . . . . .	93
6.32	Módulos obtidos por retroanálise nos pontos C2B E C2E, para uma pressão de 250 kPa . . . . .	93
6.33	Módulos obtidos por retroanálise para os vários níveis de carga para o ponto C1E	94
6.34	Módulos obtidos por retroanálise para os vários níveis de carga para o ponto C2E	95
6.35	Comparação entre acção estática e dinâmica para a célula 1 - 385 kPa . . . . .	95
6.36	Comparação entre acção estática e dinâmica para a célula 2 - 385 kPa . . . . .	96
6.37	Modelo 3D em elementos finitos, para acção tráfego rodoviário . . . . .	98
6.38	Modelo de carregamento de um eixo padrão de 130 kN, adaptado de [Fontul, 2010a]	98
6.39	Área de contacto quadrangular no modelo 3D . . . . .	99
6.40	Área de contacto rectangular no modelo 3D . . . . .	99
6.41	Modelo 3D em elementos finitos, [Paixão e Fortunato, 2009] . . . . .	100
6.42	Comportamento do sub-balastro granular . . . . .	103
6.43	Comportamento do sub-balastro betuminoso . . . . .	105

6.44	Comportamento das subestruturas, fase de construção . . . . .	105
6.45	Comportamento das subestruturas, fase de exploração . . . . .	106
6.46	Comportamento das subestruturas, fase de construção (MP) . . . . .	108
6.47	Comportamento das subestruturas, fase de exploração (MP) . . . . .	109
6.48	Estudo paramétrico: sub-balastro betuminoso . . . . .	110
6.49	Estudo paramétrico: HB2, HG1 e HG2 . . . . .	111
6.50	Estudo paramétrico: HB4 e HG2 . . . . .	111



# Índice de tabelas

2.1	Rigidez vertical das palmilhas em várias linhas ferroviárias europeias [Teixeira, 2003]	11
2.2	Classe da capacidade de carga da plataforma [UIC-719R, 2008]	15
2.3	Características dos solos [Fortunato, 2005]	16
2.4	Propriedades dos materiais utilizados, adaptado de [Teixeira, 2006]	26
3.1	Pesos máximos por eixo dos principais veículos ferroviários [Teixeira, 2005]	30
3.2	Factores de segurança estatística ( $t$ ) e de qualidade da via ( $s$ ), adaptado de [Teixeira, 2003]	33
4.1	Vantagens e desvantagens dos métodos de cálculo [Vale, 2004]	49
5.1	Características técnicas do FWD PRI 2100, adaptado de [Alves, 2007]	62
5.2	Principais critérios para leis de fadiga [Fontul, 2004]	67
5.3	Principais critérios para leis de deformação permanente [Fontul, 2004]	67
5.4	Extensões nos modelos axissimétrico e tridimensional [Vale, 2004]	69
6.1	Resultados dos ensaios laboratoriais sobre os solos	75
6.2	Resultados dos ensaios laboratoriais sobre os materiais calcários e graníticos	76
6.3	Erro relativo entre as deflexões do modelo 2D e do modelo 3D para a estrutura da célula 1	86
6.4	Erro relativo entre as deflexões do modelo 2D e do modelo 3D para a estrutura da célula 2	86
6.5	Valores iniciais para o modelo estrutural	90
6.6	Módulos retroanalizados com acção estática - Pressão 250 kPa	90
6.7	Módulos retroanalizados com acção dinâmica	94
6.8	Erro relativo entre as deflexões AD e AE para a estrutura da célula 1	96
6.9	Erro relativo entre as deflexões AD e AE para a estrutura da célula 2	97
6.10	Eixo padrão de 130 kN, adaptado de [Fontul, 2010a]	98
6.11	Erro relativo entre as extensões obtidas pelo ANSYS® e pelo BISAR®	100
6.12	Propriedades dos materiais utilizados para a superestrutura [Paixão e Fortunato, 2009]	101
6.13	Determinação da carga total por roda	101
6.14	Módulo de deformabilidade para a estrutura da célula 1	102
6.15	Número admissível de passagens, tendo em conta a deformação permanente para o conjunto de módulos 1	102
6.16	Número admissível de passagens, tendo em conta a deformação permanente para o conjunto de módulos 2	102
6.17	Módulo de deformabilidade para a estrutura da célula 2	103
6.18	Número admissível de passagens, tendo em conta a deformação permanente para o conjunto de módulos 1	104
6.19	Número admissível de passagens, tendo em conta a deformação permanente para o conjunto de módulos 2	104
6.20	Número admissível de passagens, tendo em conta a fadiga para o conjunto de módulos 1	104

6.21	Número admissível de passagens, tendo em conta a fadiga para o conjunto de módulos 2 . . . . .	104
6.22	Módulos de deformabilidade de projecto . . . . .	107
6.23	Dados relativos ao tráfego rodoviário . . . . .	107
6.24	Dados relativos ao tráfego ferroviário . . . . .	107
6.25	Número admissível de passagens na estrutura com sub-balastro granular, para os módulos de projecto . . . . .	108
6.26	Número admissível de passagens na estrutura com sub-balastro betuminoso, para os módulos de projecto . . . . .	108
6.27	Propriedades dos materiais com sub-balastro betuminoso e granular . . . . .	109
6.28	Comportamento de estruturas com sub-balastro betuminoso e granular . . . . .	110



# Simbologia

## SIGLAS

AASHTO - Asphalt Association os State Highway and Transport Officials;  
ABGE - Agregado britado de granulometria extensa;  
ASL - Asphalt Supportive Layer;  
BISAR - Bitumen Stress Analysis in Road;  
BLS - Barra Longa Soldada;  
BR - British Railways;  
CBR - Californian Bearing Ratio;  
CSL - Concrete Supportive Layer;  
COST - European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research;  
DIP - Deflectómetro de Impacto Portátil;  
ETI - Especificação Técnica de Interoperabilidade;  
FPL - Frost Protection Layer;  
FWD - Falling Weight Delectometer;  
GPR - Ground Penetrating Radar;  
HBL - Hydraulically Bonded Layer;  
HWD - Heavy Weight Deflectometer;  
JNR - Japenese National Railways;  
LCPC - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées;  
LNEC - Laboratótio Nacional de Engenharia Civil;  
ORE - Office de Recherches et d'Essais de l'Union Internationale des Chemins de Fer;  
UIC - Union Internationale des Chemins de Fer;  
REFER - Rede Ferroviário Nacional;  
RMS - Root Mean Square;  
SHWD - Super Heavy Weight Deflectometer;  
SNCF - Société Nationale des Chemins de Fer Français

## LETRAS ROMANAS

$b$  - Parâmetro dependente dos defeitos da superfície do carril;  
 $C$  - Módulo de fundação;  
 $C_d$  - Coeficiente de amplificação dinâmico;  
 $C_r$  - Comactação relativa;  
 $d$  - Espaçamento;  
 $D_n$  - Deflexão normalizada;  
 $D_m$  - Deflexão medida;  
 $E$  - Módulo de elasticidade ou módulo de deformabilidade;  
 $E_d$  - Módulo de elasticidade dinâmico;  
 $EA$  - Ensaio equivalente areia;

$EI$  - Rigidez de flexão;  
 $EN$  - Norma Europeia;  
 $EV_i$  - Módulo de deformabilidade equivalente obtido no ciclo  $i$  do ensaio de carga com placa;  
 $F_m$  - Força medida;  
 $F_p$  - Força padrão;  
 $FI$  - Índice de Achatamento;  
 $h$  - Espessura;  
 $H$  - distância ao centro de gravidade do comboio;  
 $I$  - Momento de inércia ou insuficiência de escala;  
 $K_v$  - Rigidez vertical da via;  
 $K_{eq}$  - Rigidez vertical da via em cada apoio;  
 $K_{pa}$  - Rigidez das palmilhas;  
 $LA$  - Ensaio de Los Angeles;  
 $MDE$  - Ensaio de Micro-Deval;  
 $N$  - número de ciclos de carga ou número de eixos padrão;  
 $NP$  - Norma Portuguesa;  
 $P$  - Peso por eixo ou permeabilidade;  
 $Q$  - Carga;  
 $QSi$  - índice  $i$  de qualidade do solo;  
 $s$  - Espaçamento entre carris ou factor dependente da qualidade da via;  
 $S$  - Assentamento;  
 $SI$  - Índice de Forma;  
 $t$  - Factor de segurança estatístico;  
 $T$  - Tráfego;  
 $u$  - Módulo da via;  
 $w_{opt}$  - teor em água ótimo;  
 $y_{max}$  - deflexão máxima;

## LETRAS GREGAS

$\nu$  - Coeficiente de Poisson;  
 $\varphi$  - Factor que depende da velocidade;  
 $\sigma_{\Delta Q}$  - Desvio padrão das sobrecargas dinâmicas;  
 $\sigma$  - Tensão;  
 $\gamma_{dmax}$  - Peso volúmico seco máximo;  
 $\varepsilon_z$  - Extensão máxima horizontal de tracção na base das camadas betuminosas;  
 $\varepsilon_t$  - Extensão máxima vertical de compressão no topo da fundação;  
 $\sigma_d$  - Tensão deviatória;  
 $\theta$  - Soma das tensões principais;  
 $\rho$  - Massa volúmica;





# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1. Enquadramento

A necessidade de promover o transporte ferroviário como uma alternativa de peso face aos outros meios, tornou a alta velocidade dos veículos ferroviários como o grande trunfo.

O interesse pela alta velocidade foi bastante expressivo na Europa, dadas as grandes vantagens que este tipo de transporte oferece. Refere-se, por uma lado a grande capacidade de transporte, associada a uma elevada segurança e a tempo e custo de viagem bastante competitivos e, por outro, as acessibilidades, o conforto dos passageiros e o reduzido impacto ambiental.

No entanto, a alta velocidade introduz maiores exigências técnicas em todo o domínio ferroviário, ou seja, nas infra-estruturas, no material circulante e nos restantes sistemas associados à sua exploração.

Em relação às infra-estruturas, os requisitos passam pelo correcto dimensionamento e avaliação do comportamento estrutural e por uma manutenção muito mais exigente.

As infra-estruturas ferroviárias são obras de grande desenvolvimento linear e, portanto, para a sua caracterização torna-se cada vez mais necessária a aplicação de métodos de avaliação não destrutivos, essencialmente quando se trata de vias em serviço. Torna-se, então, importante a realização das acções de monitorização de alto rendimento ao longo da obra, sem causar impacto nas condições de serviço e sem causar danos na estrutura.

Os métodos de auscultação não destrutivos, inicialmente aplicados na avaliação de pavimentos rodoviários e aeroportuários [Antunes, 1993] [Almeida, 1993] [Fontul, 2004], apenas recentemente estão a ser aplicados na avaliação da capacidade de carga de infra-estruturas ferroviárias, quer na caracterização em fase dos estudos de projecto e construção, quer no âmbito da conservação, reabilitação e renovação destas infra-estruturas [Fortunato, 2005].

O uso de materiais granulares na camada de sub-balastro é uma solução que foi generalizada na Europa com a experiência das últimas décadas e que de uma forma geral tem apresentado bons resultados quando aplicado em linhas de alta velocidade. No entanto, alguns problemas relacionados com os assentamentos sofridos nalgumas linhas de alta velocidade europeias, e consequentemente, aumento dos custos de manutenção, tornou questionável a aplicação deste material. Por outro lado, os bons resultados obtidos nas redes ferroviárias de alta velocidade italianas, através da introdução de misturas betuminosas, despertou a comunidade científica para o estudo do comportamento da via-férrea com este material na camada de sub-balastro.

## 1.2. Objectivos da dissertação

Um dos principais objectivos desta dissertação é de contribuir para uma melhor avaliação de infra-estruturas ferroviárias. Desta forma pretende-se aperfeiçoar a interpretação dos ensaios de carga com o FWD (Deflectómetro de Impacto) e metodologias de análise para a caracterização estrutural de infra-estruturas ferroviárias.

Um outro objectivo deste trabalho é de contribuir para uma melhor modelação numérica do ensaio com o FWD tendo em conta o carácter dinâmico da acção exercida por este equipamento. Pretende-se também estudar soluções melhoradas para via-férrea de alta velocidade, nomeadamente, a solução italiana que consiste na utilização de sub-balastro betuminoso.

## 1.3. Organização da dissertação

A presente dissertação, em resultado de toda a investigação efectuada, foi dividida em sete capítulos.

O primeiro capítulo inclui o enquadramento do tema, apresenta os objectivos e a estrutura da dissertação.

No segundo capítulo são descritas as diferentes tipologias de via-férrea, actualmente existentes, e as funções dos principais elementos. São ainda referidos os mecanismos de optimização da via-férrea para a alta velocidade, tendo em conta a minimização dos custos de manutenção, originados essencialmente pelas acções dinâmicas.

Em relação ao terceiro capítulo, é realizada uma descrição das acções exercidas sobre a via com especial atenção, para o seu carácter dinâmico. Estas acções dinâmicas contribuem para o processo de degradação da qualidade geométrica de via. A qualidade da geometria da via é caracterizada por diversos parâmetros numéricos que são também descritos neste capítulo. São

ainda referidos os principais modos de degradação da subestrutura ferroviária.

No quarto capítulo são expostos os modelos tradicionais utilizados para a análise estrutural e dimensionamento de infra-estruturas ferroviárias. São apresentados os principais programas computacionais utilizados para o dimensionamento de infra-estruturas ferroviárias e referidas as suas principais vantagens e desvantagens. Por fim, é descrita a evolução dos métodos de dimensionamento.

Relativamente ao capítulo cinco, são apresentados os principais métodos de auscultação não destrutivos utilizados na avaliação da capacidade de carga de pavimentos. São referidas as particularidades relativas à interpretação dos ensaios de carga com o Deflectómetro de Impacto (FWD) e a consequente definição de modelo de comportamento estrutural. São descritos aspectos gerais na modelação em elementos finitos da subestrutura ferroviária, nomeadamente os modelos estruturais e os modelos dos materiais. Por fim, apresentam-se os critérios de rotura mais utilizados para o dimensionamento de pavimentos rodoviários.

O capítulo seis refere-se ao caso de estudo. O estudo prático consistiu na realização de cálculos de retroanálise e definição de modelo de comportamento estrutural com base nos resultados de ensaios de carga com o FWD efectuados num modelo físico construído no LNEC. Assim foram analisados dois tipos de subestruturas ferroviárias, uma com camada de sub-balastro em material granular e a outra em misturas betuminosas. Apresenta-se um estudo paramétrico para projecto de novas infra-estruturas ferroviárias.

No capítulo sete são apresentadas as principais conclusões obtidas neste trabalho e referidos alguns desenvolvimentos futuros.





# Constituição e tipologia de vias-férreas

### 2.1. Considerações gerais

A infra-estrutura ferroviária tem como principal função proporcionar a circulação ferroviária de uma forma segura, confortável, no que se refere aos comboios de passageiros, e económica. Para o cumprimento destes requisitos é fundamental o conhecimento do comportamento da via e a quantificação da importância de cada um dos seus constituintes.

O comportamento de via resulta da uma complexa interacção dos diversos componentes do sistema, face às solicitações impostas pelos veículos em diversas condições ambientais. De modo a cumprir as exigências requeridas, é essencial que cada elemento cumpra a sua função, de forma a que o sistema seja estável, resiliente e evite quer deformações permanentes quer desgaste dos elementos constituintes [Fortunato, 2005].

A via balastrada é a mais antiga e é, ainda hoje, solução estrutural para novas linhas ferroviárias. Como vantagens, a utilização deste tipo de via possibilita uma construção rápida e com custos relativamente baixos, uma fácil correcção da geometria da via, operações de conservação da via simples, rápidas e a baixo custo, relativa adaptabilidade à redefinição do traçado, assim como o ajuste a eventuais assentamentos da subestrutura.

A sua composição parece ter evoluído muito pouco em mais de duzentos anos, no entanto, a partir dos últimos quarenta tem vindo a ser discutida a eficiência da sua utilização por diversas razões. O aumento progressivo da carga transportada e da velocidade de circulação, conduz a uma maior rapidez de degradação da via, causada pela contaminação do balastro com finos, pela instabilidade do balastro sob efeito das vibrações produzidas pela passagem dos veículos, pela reduzida resistência lateral da via e pelo fenómeno da projecção do balastro. Esta degradação leva, por sua vez, à necessidade de operações de conservação cada vez mais frequentes.

As soluções alternativas à via balastrada foram surgindo com o objectivo de reduzir os problemas existentes neste tipo de estrutura. A via não balastrada tem sido implementada em vários países, como a Alemanha e o Japão. Actualmente, esta solução consta de uma grande variedade de concepções estruturais, como se poderá ver no sub-capítulo 2.3. Outra solução é a via de apoio misto em que, usualmente, é utilizada uma camada de mistura betuminosa, em substituição de material granular, na camada de sub-balastro. As soluções via de apoio misto têm vindo a ser desenvolvidas em vários países, sendo a sua aplicação mais generalizada e bem sucedida em Itália, nas linhas de alta velocidade.

Em síntese, as soluções de via distinguem-se de seguinte modo:

- Via balastrada;
- Via não balastrada;
- Via de apoio misto;

Uma descrição mais detalhada dos diferentes tipos de via é apresentada de seguida.

## 2.2. Via Balastrada

A estrutura da via balastrada divide-se em superestrutura e subestrutura. A superestrutura compreende os carris, os sistemas de ligação (fixações e palmilhas), as travessas e o balastro, tal como esquematizado na figura 2.1. Por sua vez, a subestrutura inclui a camada de sub-balastro e a fundação (camada de leito ou coroamento e o aterro ou terreno natural). Ao conjunto carril, sistema de ligação e travessas chama-se grelha ou armamento da via.

De seguida descrevem-se os diferentes elementos que constituem a via balastrada. Relativamente à superestrutura apenas se faz uma breve referência no sentido de compreender as funções desempenhadas por cada elemento.

### 2.2.1. Carril

Os carris são elementos resistentes constituídos por aço e são vistos como o elemento mais importante da via-férrea. Têm a função de suportar e transmitir para as travessas as solicitações provocados pela passagem do material circulante ao mesmo tempo que o guiam e actuam como condutor do retorno da corrente eléctrica de tracção e da corrente dos sistemas de sinalização da linha [Esveld, 2001].

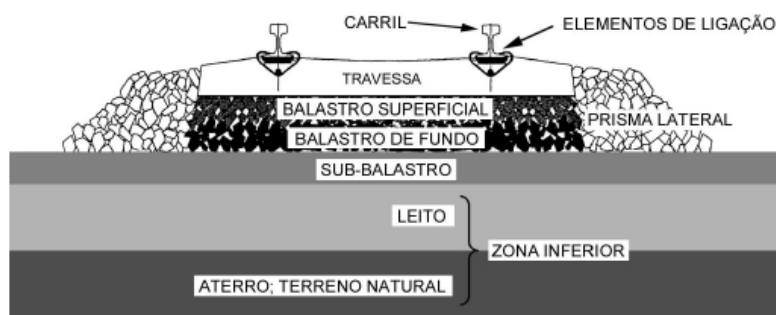


Figura 2.1: Esquema da secção transversal de via balastrada [Fortunato, 2005]

O carril *Vignole*, esquematizado na figura 2.2, é o mais utilizado actualmente e está instalado na maioria das redes ferroviárias europeias, sendo os mais usados o 54 E1 (UIC 54) e o 60 E1 (UIC 60) e, que se caracterizam através do seu peso por metro linear (54 kg/ml e 60 kg/ml, respectivamente) [Esveld, 2001]. Um dos parâmetros mais importantes dos carris é a sua rigidez de flexão, que depende do módulo de elasticidade do aço ( $E=210$  GPa) e do seu momento de inércia relativo ao eixo horizontal.



Figura 2.2: Carril *Vignole* [Vossloh, 2011]

As ligações dos carris podem ser realizadas através de juntas (ligações aparafusadas) ou através de soldaduras (usando barras longas soldadas, BLS).

Apesar do progresso que tem sido feito no melhoramento das juntas, a necessidade de eliminar os problemas que ocorrem nas mesmas levou ao desenvolvimento da utilização de barra longa soldada [Selig e Waters, 1994]. Esta solução apresenta como vantagens a diminuição da deterioração dos elementos da via nesses locais por atenuação de parte dos efeitos dinâmicos, possibilitando um maior intervalo entre operações de manutenção, redução da oscilação dos veículos e atenuação de vibrações e ruídos, o que melhora o nível de conforto do transporte de passageiros. Em contrapartida exige um maior investimento inicial e dificulta a operação de substituição dos elementos da superestrutura uma vez que a barra longa está sujeita a tensões internas elevadas devidas aos efeitos das variações de temperatura [Fortunato, 2005].

O tipo de aço, a sua rigidez de flexão, a sua regularidade geométrica, as características relacionadas com as juntas (ou a sua ausência) e as solicitações, sobretudo dinâmicas, a que os carris estão sujeitos podem influenciar o comportamento dos restantes elementos da via-férrea [Fortunato, 2005].

### 2.2.2. Travessas

As travessas são os elementos colocados entre os carris e a camada de balastro. De uma forma geral, têm como principais funções a distribuição das cargas provenientes dos carris para a camada de balastro, garantir o suporte do sistema de fixação, impedindo os movimentos verticais, laterais e longitudinais dos carris e manter o correcto alinhamento dos carris e a dimensão da bitola. Para o cumprimento de tais funções e para assegurar a qualidade da via exige-se que as travessas sejam dotadas de características adequadas, como por exemplo, elevada resistência mecânica em todas as direcções [Selig e Waters, 1994].

Os parâmetros mais importantes de uma travessa são as suas dimensões, que influenciam a área de apoio disponível para reduzir as tensões transmitidas à camada de balastro, e o seu peso, que assegura uma maior estabilidade longitudinal e transversal da via [Pita, 2006]. Outra variável igualmente importante, é o espaçamento entre travessas consecutivas, usualmente de 60 cm entre os seus eixos, tanto para linhas convencionais como para linhas de alta velocidade.

Quanto ao material, as travessas podem ser de madeira, metálicas ou de betão.

As primeiras travessas construídas foram as de madeira. As propriedades físicas e mecânicas e a abundância de matéria-prima na maioria dos países recomendava a sua aplicação. Por diversos motivos, como a escassez do material e o seu encarecimento, a durabilidade reduzida e a baixa resistência lateral (como resultado do seu baixo peso), a madeira tem sido substituída por outros materiais. Embora com menos frequência, ainda se recorre a travessas de madeira, sobretudo em situações em que o betão não se revele um material adequado [Pita, 2006] [Profillidis, 1995].

Em comparação com as travessas de betão, as principais vantagens das travessas de madeira são a sua maior flexibilidade e a sua melhor distribuição de cargas. Apresentam ainda um peso relativamente reduzido permitindo maior facilidade no seu manuseamento, transporte e colocação [Profillidis, 1995]. Do ponto de vista das acções dinâmicas, as travessas de madeira apresentam boas características de resiliência aliviando os efeitos destas acções [Fortunato, 2005]. A utilização de travessas de madeira centra-se fundamentalmente em vias menos recentes, em zonas de plataformas instáveis, em aparelhos de via, em vias de tráfego reduzido sem BLS ou vias com BLS e velocidades inferiores a 160 km/h [Mántaras e Rodríguez, 1986].

O desenvolvimento e a utilização das travessas de betão tornaram-se mais significativas devido à escassez da madeira, à introdução de BLS nas linhas ferroviárias e ao avanço na tecnologia do betão e nas técnicas de pré-esforço [Esveld, 2001]. Em comparação com as de madeira, as travessas de betão apresentam como vantagens uma maior resistência mecânica, resistência a acções laterais e maior durabilidade. No entanto, como desvantagens, apresentam maior dificuldade de manuseamento, maior fragilidade, maiores custos de produção e conservação, e maior dificuldade em manter o nivelamento em plataformas de reduzida qualidade em face das forças de inércia que se mobilizam à passagem das cargas rolantes.

Existem, actualmente, dois tipos de travessas de betão, nomeadamente, as travessas bibloco (betão armado) e as monobloco (betão pré-esforçado) (figura 2.3). A principal vantagem da travessa bibloco, face à monobloco, é que, por um lado, permite atingir uma maior resistência lateral do balastro, pela existência de um maior número de superfícies de contacto entre a travessa e o balastro, e por outro, torna-se numa travessa mais leve. Por outro lado, a travessa monobloco, por ser pré-esforçada, garante menos susceptibilidade à fendilhação do betão [Esveld, 2001].

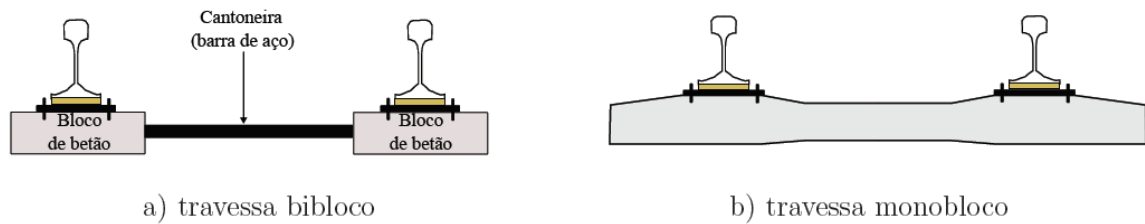


Figura 2.3: Tipos de travessas de betão [Vale, 2010]

As travessas metálicas foram largamente utilizadas no início do século XIX, contudo, são hoje em dia muito pouco utilizadas uma vez que apresentam várias desvantagens que as tornam pouco competitivas face aos outros tipos. Devido à sua forma tornam difícil posicionar correctamente a via, são ruidosas, exigem um isolamento eléctrico especial, a sua conservação é difícil e são sensíveis à corrosão [Fortunato, 2005].

### 2.2.3. Sistemas de ligação

#### Fixações

O sistema de fixação é constituído pelo conjunto dos elementos de ligação entre o carril e as travessas. Para uma determinada via-férrea a escolha do sistema de fixação é realizada em função do tipo de travessa.

Este elemento tem como principais funções transmitir as forças aplicadas sobre os carris às travessas e garantir que a bitola da via e a inclinação se mantenham dentro dos valores exigidos [Esveld, 2001].

Para as travessas de madeira são utilizadas fixações rígidas, como tirafundos ou pregos, como mostra a figura 2.4. Nas travessas de madeira, colocam-se chapins metálicos, entre estas e os carris, de modo a proteger a madeira contra o desgaste mecânico.

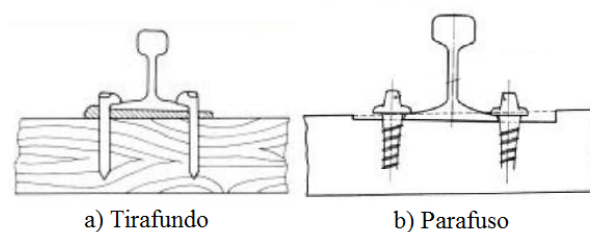


Figura 2.4: Esquema de fixação rígida, adaptado de [Pita, 2006]

Relativamente às fixações elásticas, estas utilizam-se com as travessas de betão. Actualmente, existem vários tipos de fixações elásticas, tais como, o sistema *Nabla*, o sistema *Pandrol Fastclip* esquematizados na figura 2.5, e o sistema *Vossloh* (figura 2.2).

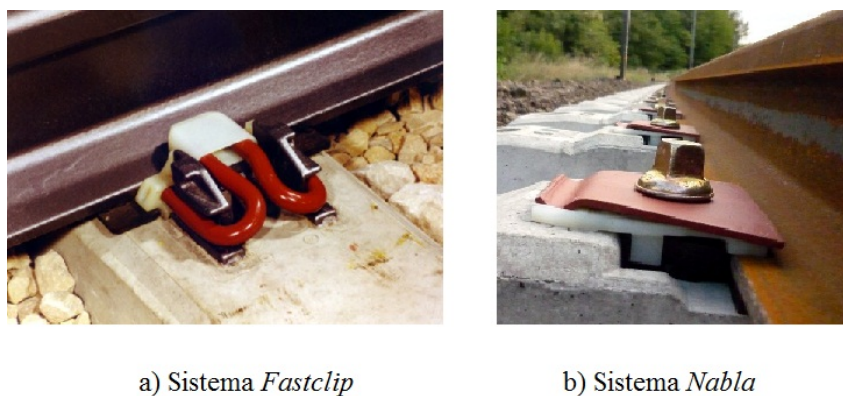


Figura 2.5: Tipos de fixação elásticas [Railway-Tecnology, 2011]

## Palmilhas

As palmilhas são elementos elásticos colocados entre o carril e a travessa e apresentam as seguintes funções: promover o apoio adequado do carril; amortecer as vibrações provocadas pelas rodas; reduzir o atrito entre o carril e a travessa; promover o isolamento eléctrico dos circuitos da via; e proteger as travessas de desgaste e danos por impacto.

O parâmetro que caracteriza a palmilha é a sua rigidez vertical, que apresenta grande impacto na rigidez vertical da via. Tal como se pode constatar na tabela 2.1, não existe um consenso sobre qual a rigidez mais adequada.

Tabela 2.1: Rigidez vertical das palmilhas em várias linhas ferroviárias europeias [Teixeira, 2003]

País	Linha	Rigidez(kN/mm)
França	Linhas convencionais	150
	Linhas de alta velocidade	90
Alemanha	Linhas convencionais	500
	Linhas de alta velocidade:	
	Hanover-Wuzburg	500
	Mannheim-Stuttgart	500
	Hanover-Berlin	60
	Fronteira de Stendal (linha Hanover-Berlin)	27
Espanha	Linhas de alta velocidade:	
	Madrid-Sevilla	500
	Madrid-Barcelona	100
Itália	Linhas de alta velocidade	100
Bélgica	Linhas convencionais e de alta velocidade	60-100

Teixeira [2003] indica um intervalo entre 30 e 500 kN/mm para as linhas de alta velocidade. A ETI [2008] estabelece um valor máximo da rigidez dinâmica das palmilhas a 600 kN/mm.

#### 2.2.4. Camada de Balastro

A camada de balastro deve cumprir diferentes funções, nomeadamente: suportar os elementos constituintes da superestrutura, mantendo-os nas suas respectivas posições; promover uma distribuição homogénea das cargas que são transmitidas pelas travessas às camadas subjacentes; permitir o escoamento das águas pluviais e garantir a protecção contra os efeitos do ciclo de gelo/degelo; garantir a elasticidade da via com o objectivo de amortecer as solicitações dinâmicas provocadas pela passagem dos comboios; permitir, através das operações de manutenção e conservação, a correcção da geometria da via; garantir a estabilidade horizontal e vertical da via [Fortunato, 2005].

A camada de balastro apresenta um papel determinante na estabilidade da via quer na direcção vertical como nas direcções horizontal e lateral. Esta estabilidade é assegurada pelo atrito entre as partículas de balastro e as superfícies de contacto das travessas e pelo atrito desenvolvido pelo embricamento entre as partículas de balastro.

O comportamento da camada de balastro é condicionado essencialmente pelas suas características mecânicas (resistência e deformabilidade) e hidráulicas (permeabilidade), as quais devem, tanto quanto possível, manter-se no tempo. Essas características dependem, entre outros factores, da espessura e da compacidade da camada e das características das partículas (forma, dureza, dimensões, etc.).

Para um desempenho apropriado das suas funções, as características das partículas do balastro assumem uma grande importância tendo em conta as funções de resistência mecânica e de permeabilidade. Estas funções assumem-se contraditórias, uma vez que o balastro deve ser bem graduado e ter elevada compacidade para oferecer uma boa capacidade de carga e boa estabilidade da via. No entanto, se assim fosse não permitiria uma boa permeabilidade, impedindo o rápido escoamento da água.

Desta forma a camada de balastro deve ser construída com materiais monogranulares com partículas de grandes dimensões (inferiores a 63 mm), constituindo um meio muito permeável e que proporciona uma fácil intervenção nas operações de conservação.

A Norma Europeia EN 13450 [2008] classifica os materiais para balastro em diversas categorias, com base em requisitos geométricos e físicos das partículas.

O documento técnico IT.GEO.001.00 [2008] da REFER, indica que o material a utilizar para a camada de balastro deve ser obtido exclusivamente de rochas duras e sãs, isto é, rochas com elevada resistência ao desgaste, à fragmentação e à acção dos agentes atmosféricos.

Este documento técnico estabelece ainda determinados valores numéricos que os materiais para o balastro devem ter no que se refere às seguintes características técnicas: resistência mecânica (à fragmentação e ao desgaste), dimensão, granulometria, teor de partículas finas ( $< 0,5\text{mm}$ ), teor de finos ( $< 0,063\text{mm}$ ), forma e conteúdo de elementos prejudiciais. No que respeita o valor numérico que estas características podem tomar, consideram-se os valores limites de aceitação sem restrições e valores limite de rejeição [IT.GEO.001, 2008].

As características técnicas indicadas anteriormente são determinadas através de ensaios laboratoriais. A resistência à fragmentação é determinada pelo ensaio de *Los Angeles* ( $LA_{RB}$ ) e a resistência ao desgaste é determinada pelo ensaio de micro-deval ( $MDE_{RB}$ ). No que diz respeito à forma, as partículas de balastro deverão apresentar forma poliédrica de tendência isométrica, designada por forma cúbica, faces rugosas e aresta vivas. A cubicidade desejada é definida para valores máximos de índice de achatamento ( $FI$ ), de forma ( $SI$ ) e comprimento. Relativamente aos elementos prejudiciais, estes referem-se a fragmentos de rochas alteradas, friáveis, grumos



argiloso ou siltosos e elementos estranhos à rocha a utilizar, tais como pedaços de madeira, de plástico ou metal [IT.GEO.001, 2008].

Esta norma distingue o balastro em: Tipo I, balastros para sistemas ferroviários de alta velocidade e velocidade alta e Tipo II, balastros para rede convencional.

### 2.2.5. Camada de sub-balastro

A camada de sub-balastro é a parte superior da subestrutura e situa-se entre a camada de balastro e a fundação. Esta camada apresenta diversas funções, nomeadamente, promover a degradação das cargas para níveis de tensão compatíveis com a capacidade de carga da plataforma de fundação; proteger a fundação contra as acções do gelo/degelo; evitar o desgaste da fundação, que na presença de água e sob solicitação dinâmica pode promover a bombagem de finos para a superfície; funcionar como camada impermeabilizante, evitando que as águas cheguem à fundação; funcionar como elemento drenante e filtrante, em relação à plataforma, permitindo que se escoem as águas que ascendem da fundação, mas evitando que haja passagem de elementos finos para o balastro.

Na sua constituição utilizam-se, normalmente, materiais naturais de granulometria contínua, areias cascalhentas, compostas em central, materiais naturais britados ou detritos de pedreiras. As partículas devem ter boa resistência ao desgaste e a sua granulometria deve poder proporcionar as funções de filtro e de separação entre o balastro e a fundação. Não deve conter fragmentos de madeira, matéria orgânica, metais, plásticos, rochas alteradas nem materiais tixotrópicos, expansivos, solúveis, putrescíveis, combustíveis ou poluentes [Fortunato, 2005] [IT.GEO.006, 2007].

O documento técnico IT.GEO.006 [2007] estabelece as características técnicas do material utilizado para o sub-balastro, relativas à granulometria, qualidades dos finos, forma, resistência mecânica e à permeabilidade.

À semelhança do que já foi dito para os materiais do balastro, as características técnicas a verificar para o sub-balastro são também determinadas através de ensaios laboratoriais. No que se refere à qualidade de finos, a sua caracterização é efectuada com o ensaio de azul de metileno (*MB*). Relativamente à forma, é apenas determinado o índice de achatamento (*FI*). A resistência mecânica deve ser verificada com o ensaio de *Los Angeles* (*LA*) e com o ensaio de micro-deval (*MDE*) e/ou pela soma dos dois. No que se refere à permeabilidade, o ensaio que a caracteriza é o permeâmetro de carga variável.

Relativamente às características físicas e mecânicas da camada de sub-balastro colocada em linhas novas de muito tráfego, o valor mínimo exigido para a compactação relativa ( $C_r$ ) dos materiais é de 103%, em relação ao ensaio Proctor Normal [Fortunato, 2005].

Para o módulo de deformabilidade equivalente exige-se que [IT.GEO.006, 2007]:

$$EV_2 \leq 120MPa \quad (2.1)$$

$$\frac{EV_2}{EV_1} \leq 2,2 \quad (2.2)$$

sendo  $EV_2$  o módulo de deformabilidade equivalente ao nível do topo desta camada, medido no segundo ciclo de carga com o ensaio de carga estática com placa.

As disposições construtivas utilizadas na construção da camada de sub-balastro estabelecem requisitos determinantes para o adequado escoamento das águas que caem na via. A camada colocada sobre a plataforma deve acabar lateralmente sobre uma valeta de superfície ou sobre um dreno subsuperficial. A inclinação da camada de sub-balastro deve ser suficiente para que grande parte da água que aflui à sua superfície seja rapidamente escoada. Uma inclinação transversal de cerca de 4% a 5% conduz a resultados adequados [Fortunato, 2005]. No entanto o documento [IT.GEO.006, 2007] exige uma inclinação transversal mínima de 3%.

### 2.2.6. Fundação

A fundação é a base sobre a qual são construídas as camadas de apoio. Devem cumprir determinadas funções, designadamente, de servir de apoio à superestrutura e às camadas de apoio de via e suportar as tensões impostas pelas cargas repetidas, sem atingir a rotura e sem deformações excessivas reversíveis e permanentes, de manter uma posição estável no tempo, resistindo a acções ambientais, de resistir ao atrito e ao desgaste causados pela camada sobrejacente, fenómenos que tendem a causar a bombagem de finos e consequentes assentamentos e de constituir uma adequada superfície para colocação e compactação do sub-balastro [Fortunato, 2005].

A fundação é frequentemente designada por plataforma das terraplenagens, ou apenas por plataforma. Pode ser executada em escavação ou em aterro e compreende normalmente duas zonas distintas: a fundação em geral e uma camada superficial designada por leito.

Nas infra-estruturas ferroviárias, quando se pretende ter uma fundação melhor, normalmente constrói-se mais uma camada, designada por coroamento para garantir a capacidade de carga

pretendida. Assim, o leito pode ter ou não essa camada, conforme a capacidade de carga do solo de fundação.

A tabela 2.2 apresenta as várias classes de plataforma P1, P2 e P3, respectivamente, plataformas medíocres, médias e boas. Segundo a UIC -719R [2008], para classificar a plataforma de modo adequado é necessário conhecer a qualidade dos solos que constituem o leito e a sua capacidade de carga.

Tabela 2.2: Classe da capacidade de carga da plataforma [UIC-719R, 2008]

Qualidade solo de fundação	Classe de plataforma	Camada de leito	
		Qualidade do material	Espessura(m)
QS1	P1	QS1	-
	P2	QS2	0,50
	P2	QS3	0,35
	P3	QS3	0,50
QS2	P2	QS2	-
	P3	QS3	0,35
QS3	P3	QS3	-

A qualidade do solo depende da natureza e do tipo de solo, das condições hidrogeológicas e hidrológicas do local. Estas condições influenciam a capacidade de carga dos solos e podem ser classificadas de boas se a camada superior do solo em análise nunca sofrer influência da água com a variação do nível freático, se a fundação não sofrer percolação de origem natural nas direcções transversal, longitudinal e vertical e se as águas pluviais forem correctamente drenadas da plataforma e o sistema de drenagem transversal e longitudinal se encontrar em perfeito estado de funcionamento. Se estes três critérios não forem satisfeitos, as condições hidrogeológicas e hidrológicas são consideradas de fracas [UIC-719R, 2008].

A qualidade do solo é também classificado em três categorias (tabela 2.2): solo de qualidade medíocre (QS1), solo de qualidade média (QS2) e solo de qualidade boa (QS3).

Relativamente às características mecânicas e físicas, são considerados os parâmetros de compactidade do material e o módulo de deformabilidade equivalente obtido sobre a plataforma de terraplenagens, medido no primeiro ciclo de carga,  $EV_1$ , ou no segundo ciclo de carga,  $EV_2$ , do ensaio de carga estática com placa [Fortunato, 2005]. A tabela 2.3, apresenta a identificação dos solos em função da percentagem de finos, do estado hídrico e das condições hidrológicas e hidrogeológicas, do CBR (*Californian Bearing Ratio*) e do módulo de deformabilidade equivalente,  $EV_2$ .

Tabela 2.3: Características dos solos [Fortunato, 2005]

Qualidade do solo	Identificação	CBR (%)	$EV_2$ (MPa)
QS1	-Solos com mais de 15% de finos, estado hídrico "médio" ou "seco".	3 a 6	15 a 25
QS2	-Solos com 15% a 40% de finos, estado hídrico "seco" e boas condições hidrológicas e hidrogeológicas. -Solos com 5% a 15% de finos, estado hídrico "seco".	6 a 20	25 a 80
QS3	-Solos com menos de 5% de finos, bem graduados e com partículas de dureza elevada.	>20	>80

## 2.3. Via não balastrada

Na via não balastrada, a camada de balastro da via balastrada é usualmente substituída por uma camada de laje de betão armado ou por uma camada de mistura betuminosa (figura 2.6). As soluções do primeiro grupo consistem em carris apoiados em travessas assentes ou embebidas numa laje de betão armado, sendo, tipicamente, denominadas por via em laje. Relativamente ao segundo grupo, estas soluções consistem em travessas de betão armado, apoiadas directamente sobre uma camada betuminosa, que substitui o balastro.

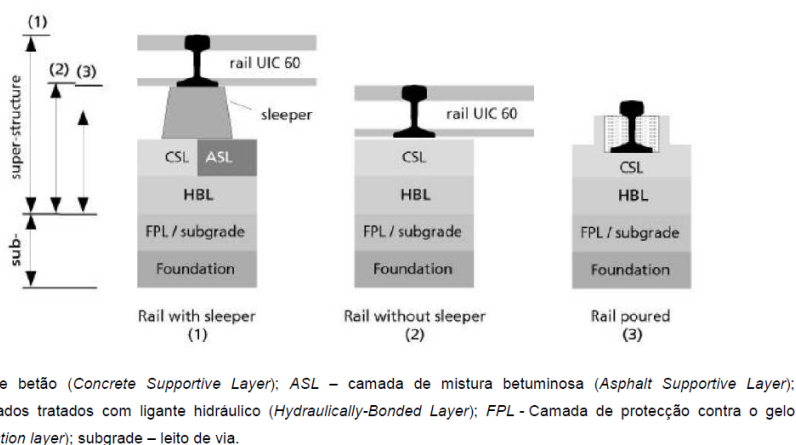


Figura 2.6: Diferentes soluções de via não balastrada [Paixão e Fortunato, 2009]

A solução de via em laje, ou via em placa, apresenta uma vasta leque de concepções estruturais. Esta variedade resulta das diversas possibilidades de disposição e integração dos elementos face às condicionantes impostas à via. A título de exemplo, na figura 2.7, são apresentados seis tipos diferentes de concepção de via [Paixão e Fortunato, 2009].

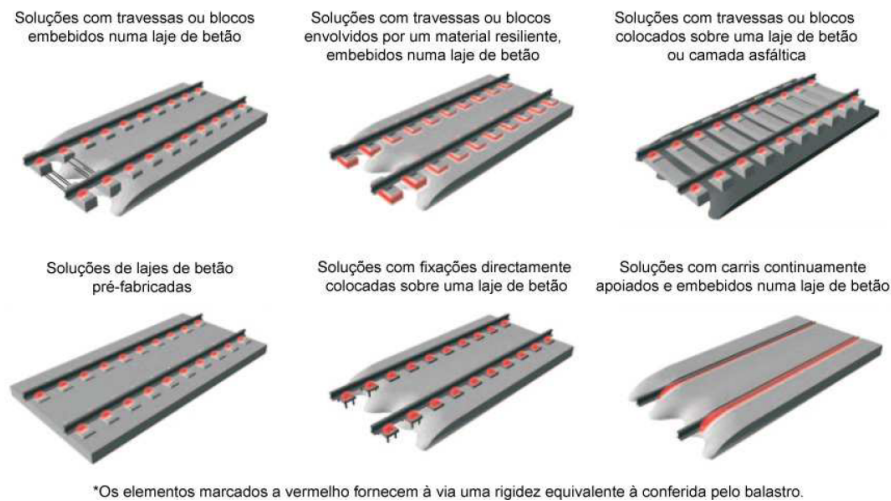


Figura 2.7: Diversas concepções de via em laje [Paixão e Fortunato, 2009]

Quando comparada com a solução de via sobre balastro, a via não balastrada é definida com três novas camadas [Paixão e Fortunato, 2009]:

- Camada superior em laje de betão armado (CSL - *concrete supportive layer*) ou de mistura betuminosa (ASL - *asphalt supportive layer*) - esta camada recebe o armamento de via e distribui as cargas transmitidas pelo veículo para as camadas inferiores, respeitando exigentes requisitos de durabilidade. No caso de laje em betão armado, deve apresentar um padrão de fendilhação controlado e assegurar resistência à acção do gelo e degelo. No caso de camada de apoio de mistura betuminosa, são consideradas condicionantes semelhantes às das rodovias, mas obedecendo a critérios mais exigentes;
- Camada de agregados tratados com ligante hidráulico (HBL - *Hydraulically-Bonded Layer*) - esta camada situa-se entre a CSL (ou ASL) e as camadas inferiores granulares, degradando as cargas para as camadas inferiores. É constituída por material inerte de granulometria bem determinada, tratado com um ligante hidráulico. Em túneis, pontes ou soluções mais económicas de via é usual a supressão desta camada, desde que se proceda ao aumento da espessura da laje superior de betão, ou sejam implementadas medidas de melhoria das camadas situadas imediatamente abaixo;
- Camada de material granular, com propriedades semelhantes ao sub-balastro (FPL - *Frost protection layer*): suporta a camada tratada com ligante hidráulico e distribui os esforços para as camadas da fundação. Deve apresentar uma certa resistência ao gelo e degelo, nas circunstâncias em que isso for relevante, assim como fornecer boas condições de drenagem à via.

A utilização de via não balastrada como solução para novas linhas ferroviárias permite uma redução nos custos de manutenção e um aumento da estabilidade da via, permitindo maior segurança para circulação dos veículos a velocidades cada vez mais elevadas. Todavia, devido às grandes dificuldades de operações de conservação ou manutenção, em relação à qualidade da geometria da via, estas soluções requerem uma elevado rigor geométrico na fase de construção. Ao nível da plataforma de fundação, é o exigível que esta apresente deformações reduzidas a fim de minimizar os assentamentos ao longo da vida da obra.

Por estas razões, estes tipos de via apresentam, geralmente, custos de construção muito elevados, pelo que a sua aplicação tem sido efectuada especificamente em túneis, pontes, viadutos e estações de linhas de alta velocidade, por forma a garantir nestas situações, uma maior durabilidade dos elementos da via, sem a necessidade de intervenções de manutenção.

Hoje em dia já se dispõe de várias soluções de via não balastrada com elevados índices de qualidade, graças aos trabalhos desenvolvidos nas últimas décadas. A maioria destas soluções apresenta períodos de via útil de 60 anos, praticamente sem a necessidade de operações de conservação.

## **2.4. Via de apoio misto**

A via de apoio misto consiste na introdução de diferentes tipos de materiais, como ligantes hidráulicos ou misturas betuminosas, com objectivo de eliminar alguns dos problemas apontados para a via balastrada. Neste tipo de via distinguem-se diferentes soluções, nomeadamente, substituição do material da camada de sub-balastro por uma mistura betuminosa (mais frequente).

Comparando com as soluções expostas nos sub-capítulos anteriores, a via de apoio misto apresenta-se como uma solução intermédia, no que se refere ao desenvolvimento tecnológico da via. Os custos de construção das soluções de via de apoio misto são ligeiramente superiores aos da via balastrada, mas inferiores aos da via não balastrada. Relativamente aos custos de conservação, a via de apoio misto não se revela uma solução tão adequada como a via não balastrada, mas em contrapartida apresenta bastantes vantagens sobre a via balastrada [Paixão e Fortunato, 2009].

As principais vantagens da utilização de materiais betuminosos em substituição dos materiais granulares na camada de sub-balastro são [Paixão e Fortunato, 2009]:

- contribuição para um melhor desempenho estrutural da via;
- maior protecção da plataforma e redução das tensões transmitidas, como resultado da boa

capacidade de distribuição de esforços deste material;

- permite manter os valores dos teores em água próximos dos valores óptimos, evitando variações que levam à redução da sua capacidade de suporte;
- proporciona uma maior uniformidade da rigidez vertical da via, reduzindo os problemas relacionados com os efeitos dinâmicos, contribuindo para uma deterioração mais lenta da via e para uma maior qualidade geométrica;
- possibilita a execução das operações de alinhamento e ataque da via com o mesmo equipamento convencional de conservação da via, uma vez que a camada betuminosa é colocada sob o balastro;
- maior protecção do balastro, reduzindo a possibilidade de contaminação dos finos e por outro lado, a camada betuminosa é protegida pelo balastro face às variações de temperatura e raios solares, retardando o seu envelhecimento;
- constitui uma camada praticamente impermeável, contribuindo para uma melhor drenagem de água;
- em obra, possibilita uma menor quantidade de agregados a transportar e uma redução das cargas transmitidas aos aterros, dada a menor espessura desta camada, assim como permite maiores rendimentos de trabalho, uma vez que proporciona uma superfície de circulação, pouco tempo após a colocação;
- permite uma diminuição das vibrações e ruídos.

As vias de apoio misto apresentam maiores custos de construção, quando comparados com a via tradicional, tal como a via não balastrada. Além disso, os processos de renovação são de grande complexidade, em particular sobre a camada de sub-balastro. Uma vez que a camada betuminosa é colocada sob a camada de balastro, torna-se difícil a sua inspecção, impossibilitando a detecção de anomalias e de intervir antes de se atingir estados de degradação elevados.

## **2.5. Optimização da via-férrea para a alta velocidade**

As primeiras linhas de alta velocidade na Europa, entraram em exploração comercial há mais de 30 anos. Nessa altura, a sua construção implicou uma revolução tecnológica no desempenho das vias-férreas, conduzindo ao estabelecimento de novos critérios de dimensionamento face às exigências de conforto, economia e segurança.

Nos dias de hoje, esses critérios continuam a ser os elementos dominantes no dimensionamento das linhas de alta velocidade e muito alta velocidade, caracterizadas geralmente por vias balastadas. Apesar das velocidades de projecto terem vindo a incrementar gradualmente, a configuração das infra-estruturas parece ter alcançado uma uniformidade na maioria dos seus elementos. Desta forma as linhas de alta velocidade apresentam, tipicamente, a seguinte configuração [Teixeira, 2011]:

- Relativamente à subestrutura a maioria das administrações ferroviárias adoptaram uma solução com uma espessura de balastro entre 30 a 40 cm e de sub-balastro (granular) entre 20 a 70 cm, de tal modo que garanta, geralmente, uma capacidade de carga ( $EV_2$ ) mínima entre 80 e 120 MPa no topo do sub-balastro;
- No que se refere à superestrutura, o carril UIC 60 está generalizado em todas as linhas ferroviárias. As travessas utilizadas nas linhas de alta velocidade, são maiores e mais pesadas, comparando com as linhas convencionais, com o objectivo de reduzir as tensões verticais no balastro e aumentar a resistência lateral. Geralmente utilizam-se as travessas de betão monobloco ou bibloco com pesos de respectivamente, 300 a 400 kg e 245 kg. Na maioria dos casos o espaçamento das travessas adoptado é de 0,60m. O único elemento que apresenta variações significativas são as palmilhas, cuja rigidez varia entre 30 kN/mm e 500 kN/mm.

O aumento gradual da velocidade corresponde a uma aceleração do processo de degradação da via balastrada convencional que obriga consequentemente a um aumento das operações de manutenção da via. A aplicação de materiais granulares na camada de sub-balastro conduz à construção de uma espessura relativamente grande para garantir o valor mínimo da capacidade de carga nas linhas de alta velocidade. Esta solução, mesmo que adequada para proteger a fundação face às tensões verticais, pode levar a um aumento do assentamento da via e, por sua vez, a um aumento dos custos de manutenção.

Como se pode observar através da figura 2.8 apresentada de seguida, existem dois campos de actuação mais eficientes do ponto de vista económico da construção e manutenção das linhas: a optimização da rigidez vertical da via e a optimização da capacidade de carga da subestrutura, mediante a execução de vias com sub-balastro betuminoso.



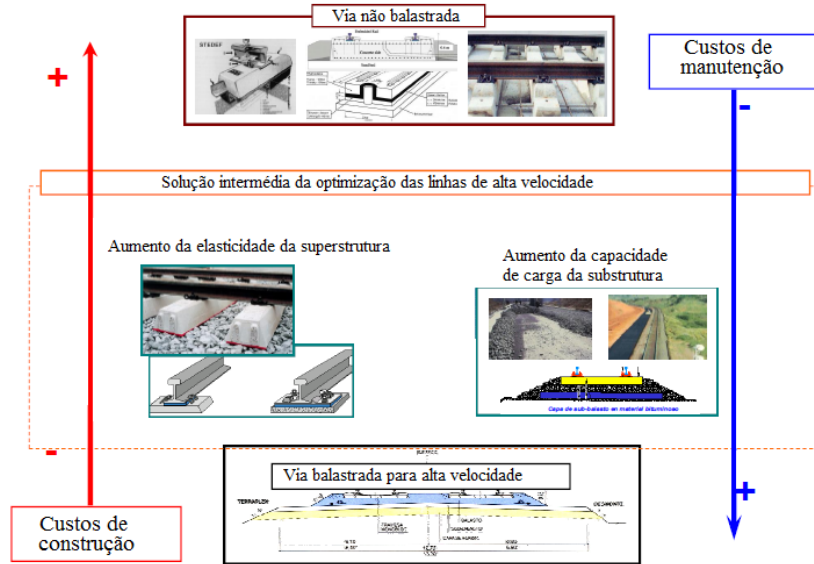


Figura 2.8: Optimização das linhas ferroviárias de alta velocidade, adaptado de [Teixeira, 2011]

### 2.5.1. Optimização da rigidez vertical

A rigidez vertical da via ( $K_v$ ) traduz a capacidade resistente à deformação vertical de estrutura ferroviária. Pode ser definida como a relação entre a carga pontual aplicada sobre a superfície do carril e o deslocamento máximo produzido no conjunto da via, ou seja (figura 2.9) [Teixeira, 2003]:

$$K_v = \frac{Q}{y_{max}} \quad (2.3)$$

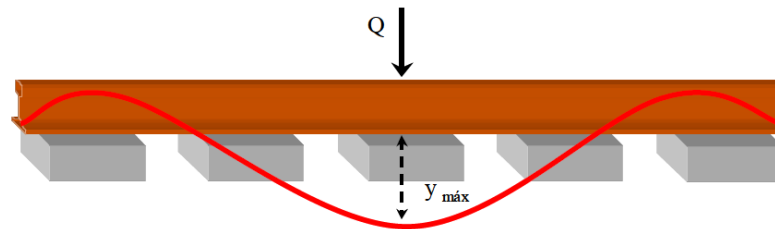


Figura 2.9: Rigidez vertical da via [Teixeira, 2003]

A influência que a rigidez vertical tem no agravamento da componente das solicitações dos veículos, torna-a numa das principais causas do desenvolvimento do processo de degradação da via. Assim, este parâmetro apresenta uma importância relevante no que se refere aos custos de manutenção da via [Teixeira, 2003].

A rigidez vertical da via depende da rigidez dos vários elementos constituintes da via, mas sobretudo da rigidez da palmilha elástica.

A aplicação de palmilhas elásticas de elevada elasticidade (50 ou 25 kN/mm), utilizadas nalgumas secções da linha alemã Hannover-Berlim, permitiu uma redução da rigidez vertical entre 250% e 310 % em relação às linhas Mannheim-Stuttgart ou Madrid-Sevilha (500 kN/mm), onde foram utilizadas palmilhas mais rígidas [Teixeira, 2003]. Desta forma, comprovou-se que para uma via com determinadas características estruturais, a elasticidade das palmilhas permite regularizar a intensidade da rigidez vertical, e consequentemente reduzir a sua rigidez, diminuindo a agressividade e a degradação da via (ao mesmo tempo que reduz o nível de ruído), tal como ilustra o esquema da figura 2.10.

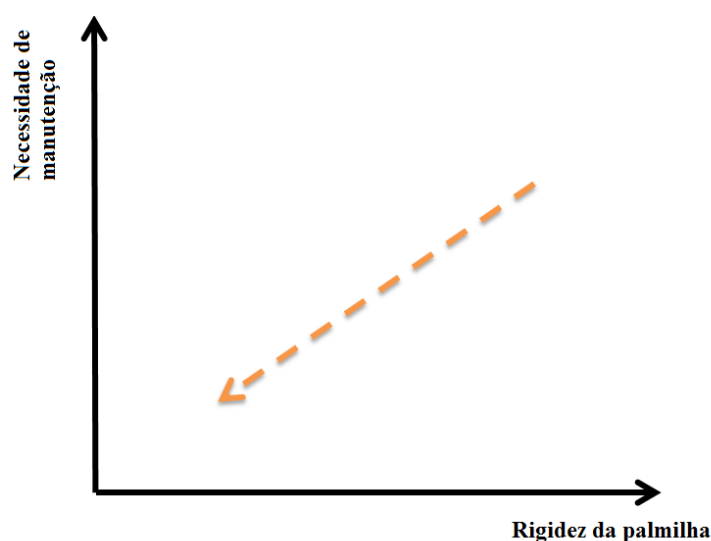


Figura 2.10: Custos de manutenção em função da rigidez da palmilha [Teixeira, 2007]

A optimização da rigidez vertical poderá ser conseguida também pela introdução de elementos resilientes a vários níveis, nomeadamente, a colocação de palmilhas elásticas entre o carril e a travessa, solas elásticas sob as travessas e mantas elásticas sob o balastro (figura 2.11).

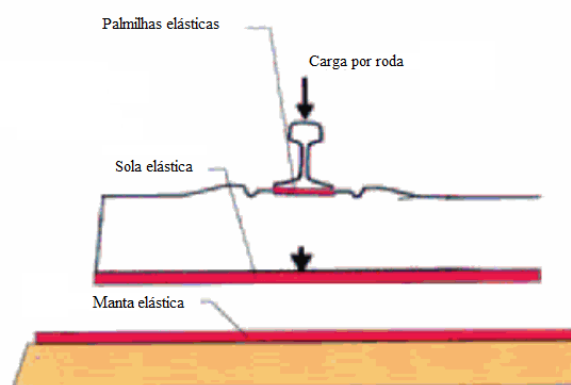


Figura 2.11: Colocação de elementos resilientes a vários níveis, adaptado [Pita, 2006]

A manta elástica é o que apresenta maior impacto económico, dada a superfície que tem que cobrir e pelos custos da sua colocação em via. Geralmente utiliza-se em determinadas pontes, onde se observa um desgaste prematuro da camada de balastro, e em túneis, para limitar o volume de ruído provocado pela circulação ferroviária [Pita, 2006].

No entanto existe um valor limite desta rigidez que não se relaciona com o comportamento dinâmico da via nem com os custos de manutenção, mas sim com os custos de exploração. Uma via muito flexível, caracterizada por uma rigidez vertical demasiado baixa, pode sofrer deformações consideráveis, face às elevadas cargas aplicadas. Deste modo, o veículo ao circular terá que dissipar muito mais energia, que por sua vez, aumenta significativamente o custo energético de exploração (figura 2.12). Por outro lado, uma via com rigidez vertical muito elevada, pode conduzir ao aumento das solicitações dinâmicas, acelerando o desgaste e a fadiga dos vários elementos que constituem a via e os veículos, que originam operações de manutenção mais frequentes, assim como aumentam os esforços nas travessas que, por sua vez, provocam maiores tensões nas camadas inferiores.

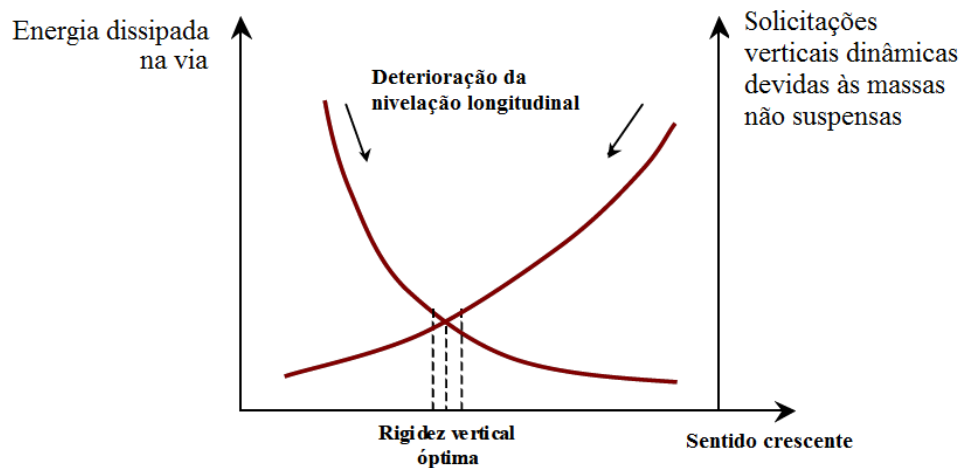


Figura 2.12: Valor óptimo da rigidez vertical de uma via, adaptado de [Teixeira, 2003]

De acordo com Pita [2006], para velocidades de 200 km/h, o valor da rigidez vertical óptimo é de 5 ou 6 ton/mm, enquanto que para velocidades de 300 km/h, o mesmo valor situa-se no intervalo de 7 e 9 ton/mm.

Tendo em conta dados económicos conhecidos relativos aos custos de energia e manutenção, Teixeira [2003] estabeleceu o gráfico apresentado na figura 2.13, onde conclui que para vias destinadas à alta velocidade, e em determinadas condições, o valor óptimo para a rigidez vertical da via é de aproximadamente 78 kN/mm.

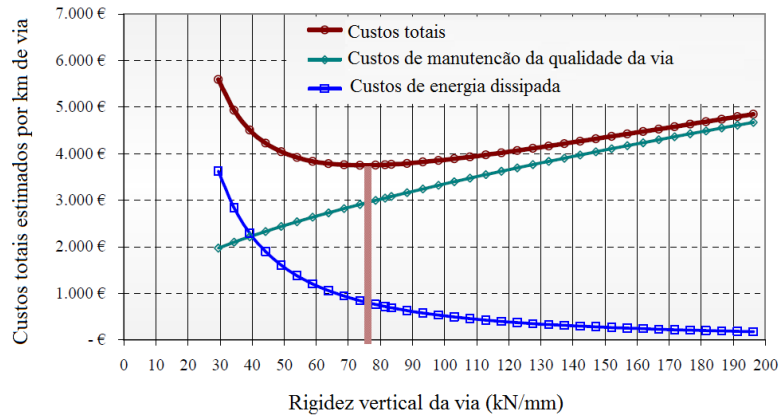


Figura 2.13: Evolução dos custos totais de manutenção, da qualidade da via e de energia dissipada com a rigidez vertical da via (linha com 100 comboios por dia;  $V_{max}=300$  km/h), adaptado de [Teixeira, 2003]

De uma forma geral, para uma linha de alta velocidade europeia regular, o valor óptimo da rigidez vertical varia entre 70 a 80 kN/mm, e a rigidez óptima da palmilha elástica correspondente será cerca de 60 kN/mm [Teixeira, 2006].

### 2.5.2. Optimização da capacidade de carga da subestrutura

Dados os problemas originados pela utilização de sub-balastro granular, nalgumas linhas de alta velocidade surgiu a necessidade de procurar soluções. Nalguns casos utilizaram-se solos tratados com cimento para alcançar valores de rigidez aceitáveis. Além destas soluções, foram aplicadas misturas betuminosas como sub-balastro nas primeiras linhas de alta velocidade de alguns países.

A figura 2.14 mostra as configurações estruturais típicas adoptadas por alguns países.

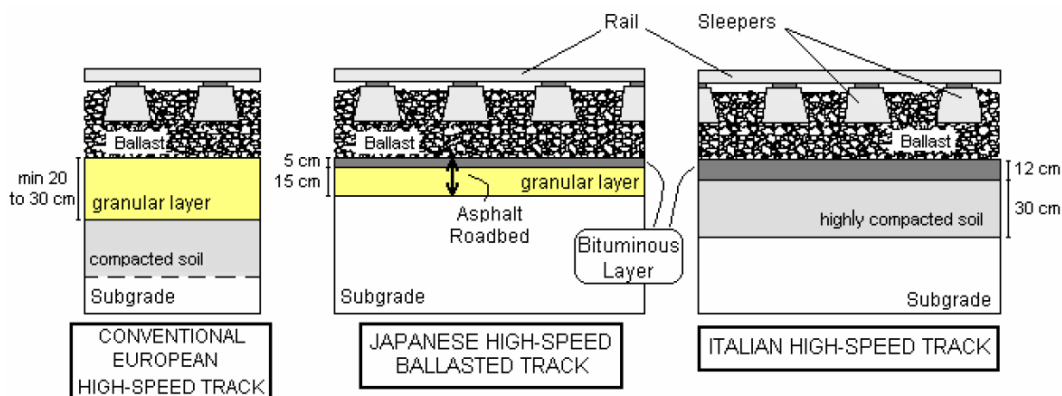


Figura 2.14: Secção típica de linhas de alta velocidade [Teixeira, 2006]

Como se observa, a solução Japonesa é composta por uma camada de 5 cm de misturas betuminosas sobre uma camada de base granular com uma espessura de 15 cm (para uma fundação de boa qualidade) e que pode variar até 60 cm.

Nas linhas italianas, a solução que se generalizou comporta uma camada de sub-balastro em material betuminoso com 12 cm de espessura sobre uma camada de solo muito compactado que garanta uma capacidade de carga de 80 MPa ( $EV_2$ ).

Foram realizados vários estudos para comprovar a vantagem da utilização de sub-balastro betuminoso [Rose e Konduri, 2006] [Teixeira, 2006]. Este último estudo, foi realizado em Espanha com o objectivo de analisar o possível interesse em aplicar esta solução para linhas de alta velocidade. Os parâmetros analisados foram:

- tensões no balastro, como um indicador do possível assentamento da via (e consequentemente, necessidade de manutenção;
- deformações por tracção da camada de sub-balastro betuminoso, como indicador de período de vida útil;
- tensões verticais na fundação, como um indicador do comportamento a longo prazo da fundação e da sua vida útil.

Foi utilizado o modelo de cálculo *Kentrack* [Rose e Konduri, 2006] (ver capítulo 4.3), sendo desenvolvido um algoritmo para calcular as sobrecargas dinâmicas produzidas por diversos veículos de alta velocidade, considerando vários parâmetros, tais como a qualidade geométrica da via, rigidez vertical, distribuição das massas do veículo e velocidade máxima de circulação [Teixeira, 2006].

Foram considerados vários comboios que circulam ou irão circular nas linhas de alta velocidade em Espanha. São eles o AVE 101 (Alstom,  $V_{\text{máx}}=300$  km/h), AVE 102 (Talco,  $V_{\text{máx}}=350$  km/h) e AVE 103 (Siemens,  $V_{\text{máx}}=350$  km/h). As propriedades dos materiais adoptadas foram as indicadas na tabela 2.4.

O primeiro passo da análise foi determinar os requisitos mínimos para as camadas de sub-balastro betuminoso e comparar com a solução corrente (via balastrada com sub-balastro granular com espessura de 30 cm).

Tabela 2.4: Propriedades dos materiais utilizados, adaptado de [Teixeira, 2006]

Material	Sub-balastro granular	Sub-balastro betuminoso
Carril UIC60	$E = 210GPa$ ; $I = 3055cm^4$ ; $Peso = 60,34kg/ml$	
Travessa monobloco	$E = 64GPa$ ; $Peso = 315kg$ ( $2,60m \times 0,30m \times 0,22m$ ) Espaçamento da travessa = $0,60m$	
Rigidez das palmilhas	$k_{pa} = 25$ a $500kN/mm$ (Valor de referência: $100kN/mm$ )	
Balastro	$E = 130MPa$ ; $\nu = 0,2$ ; $h = 0,35m$	
Módulos do sub-balastro	100 a 200 MPa $\nu = 0,3$ cm (Referência: 200 MPa)	2000 a 11000 MPa $\nu = 0,45$ $f(\text{temperatura, vazios, volume de betume, frequência})$ (Referência: 9000 MPa)
Espessura do sub-balastro	20 a 50cm (Referência 30cm)	8 a 14cm (Referência 12cm)
Fundação	$E = 12,5$ a $80$ MPa; $\nu = 0,3$ a $0,4$ (Referência: 80 MPa e $\nu = 0,3$ )	

Como se observa na figura 2.15 para alcançar o mesmo nível de tensões verticais no balastro e na plataforma, é necessária uma espessura que varia entre 12 cm e 14 cm, para a camada de sub-balastro betuminoso.

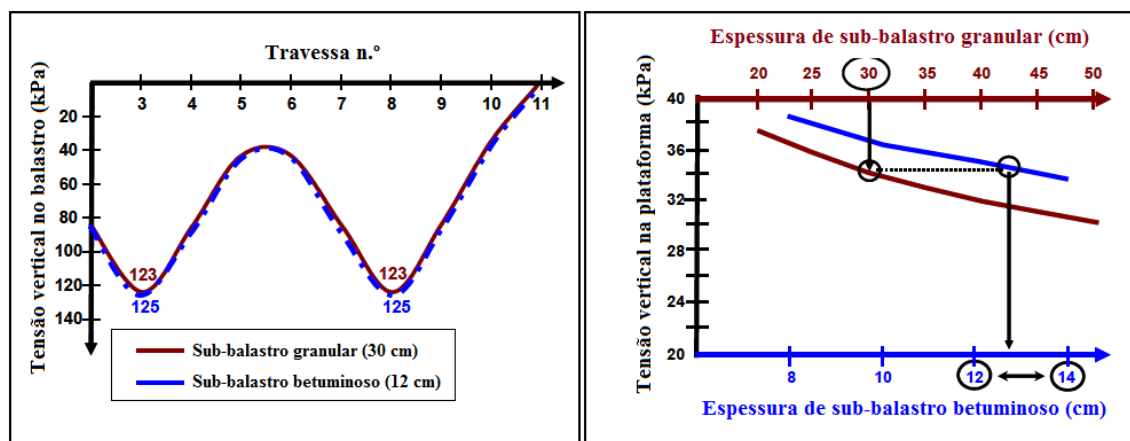


Figura 2.15: Representação esquemática dos resultados equivalentes em relação às tensões verticais, adaptado de [Teixeira, 2006]

Tendo em conta o período de vida útil do sub-balastro betuminoso, foi concluído pelos autores, que numa via com fundação de média e boa qualidade, a rotura por fadiga da camada betuminosa ocorre sempre depois da rotura da fundação (deformação permanente), considerando o critério de fadiga utilizado para os pavimentos rodoviários.

Por outro lado, verificou-se que o período de vida útil da camada betuminosa é superior ao da vida útil dos outros elementos da via, pelo que não se prevê necessidade da sua substituição [Pita et al., 2006].

## Capítulo 3

# Acções exercidas, qualidade e degradação da via-férrea

### 3.1. Considerações gerais

O conhecimento do comportamento mecânico de via-férrea face às acções induzidas pelos veículos em movimento é muito importante para a análise da superestrutura e subestrutura ferroviária.

Na análise estrutural da via é necessário ter em conta diferentes acções, provocadas essencialmente por solicitações estáticas, quase-estáticas e dinâmicas como consequência da circulação do material circulante, e pelas variações de temperatura que conduzem à dilatação e contracção dos carris. As solicitações estáticas são resultado do peso próprio do veículo. As quase-estáticas que provêm da força centrífuga em curva e têm impacto vertical e transversal, são dependentes essencialmente da velocidade. Por sua vez, as solicitações dinâmicas são função da irregularidade e da rigidez da via (por um lado, devido à variação das características das camadas granulares ao longo do traçado e, por outro, aos assentamentos que ocorrem nessas camadas), das descontinuidades e imperfeições nos carris e, finalmente, dos defeitos que possam ocorrer nos rodados do material circulante. Por outro lado, as variações de temperatura originam dilatação e contracção dos carris nas linhas com barra longa soldada (BLS), devido à restrição de variações de comprimento e, que por sua vez, podem levar ao fenómeno de encurvadura dos carris [Esveld, 2001] [Mántaras e Rodríguez, 1986] [Fortunato, 2005].

Com o passar dos anos, as solicitações externas aplicadas à via, resultantes da sucessiva passagem dos comboios e da variação das condições atmosféricas, provocam defeitos de geometria na via. Consequentemente, a via tende a apresentar pior qualidade geométrica, que tem que ser corrigida através de acções de manutenção, por vezes, muito frequentes e consequentemente, muito dispendiosas [Pita, 2006] [Selig e Waters, 1994].

### 3.2. Acções exercidas sobre a via-férrea

As acções exercidas sobre a via-férrea podem ser classificadas, tendo em conta a sua direcção, como verticais, laterais e longitudinais (figura 3.1).

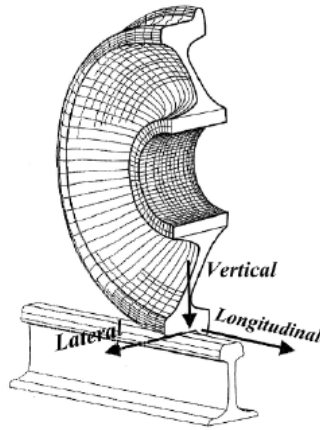


Figura 3.1: Direcção das acções exercidas sobre a via [Ferreira, 2010]

Dada a difícil análise teórica dos esforços associados a todas as acções impostas à via, normalmente, algumas delas não são consideradas no dimensionamento da estrutura. Deste modo, o dimensionamento de vias férreas tem sido realizado com base em modelos que consideram apenas as acções verticais. As acções laterais estão na base da determinação de velocidade limite de circulação e as longitudinais são importantes para o estudo do fenómeno de encurvadura do carril [Profillidis, 1995] [Pita, 2006].

As acções laterais actuam na direcção paralela ao eixo longitudinal das travessas e são função, principalmente, do material circulante e da reacção do carril à encurvadura. Relativamente ao primeiro, estas acções têm origem na componente lateral da força de atrito que se desenvolve entre a roda e o carril, na força quase-estática causada pela aceleração centrífuga não compensada, nas acções devidas às irregularidades geométricas da via, e nas forças aleatórias originadas por fenómenos de natureza dinâmica, como a oscilação dos *bogies*. A encurvadura ocorre, usualmente, na direcção lateral e é causada pelo incremento longitudinal do carril como consequência das variações térmicas [Selig e Waters, 1994] e [Fortunato, 2005].

As acções laterais são as mais prejudiciais para a estabilidade da via, e as mais desfavoráveis do ponto de vista dos custos de conservação da mesma, uma vez que, constituída essencialmente para resistir aos esforços verticais, obriga a trabalhar num sentido do qual se encontra menos apta para resistir [Mántaras e Rodríguez, 1986].



As acções longitudinais são paralelas aos carris e podem ser originadas pela dilatação e contracção térmica, pela acção de aceleração e travagem do veículo, e pela flexão dos carris à passagem dos comboios. No entanto, medições realizadas por diversas administrações ferroviárias levaram a concluir que a intensidade dos esforços exercidos pelas acções de aceleração e travagem são irrelevantes em relação às acções provenientes das variações térmicas [Pita, 2006]. Segundo Profillidis [1995], as acções longitudinais geradas pelas aceleração e travagem, são tidas em conta no dimensionamento de pontes integradas em linhas ferroviárias.

De seguida serão apresentadas as principais acções verticais e a sua consideração no dimensionamento, dado que as transversais e laterais, não fazem objecto deste estudo.

As acções verticais são aquelas que actuam na direcção perpendicular ao plano dos carris. São essencialmente produzidas pela acção do peso próprio dos veículos, que por sua vez, provoca movimentos descendentes na zona carregada do carril e ascendentes em zonas adjacentes, devido à flexão longitudinal do carril (figura 3.2). Se estes movimentos ascendentes ocorridos não forem compensados pelo peso do carril e das travessas e pela mobilização do atrito entre estas e o balastro, a superestrutura tende a levantar. Consequentemente, com a circulação dos comboios, todas as travessas poderão sofrer movimentos ascendentes e descendentes em diferentes instantes. Estas forças verticais são a principal causa de deterioração dos elementos e dos assentamentos devido à densificação dos materiais granulares e consolidação dos solos coesivos [Fortunato, 2005] [Selig e Waters, 1994].

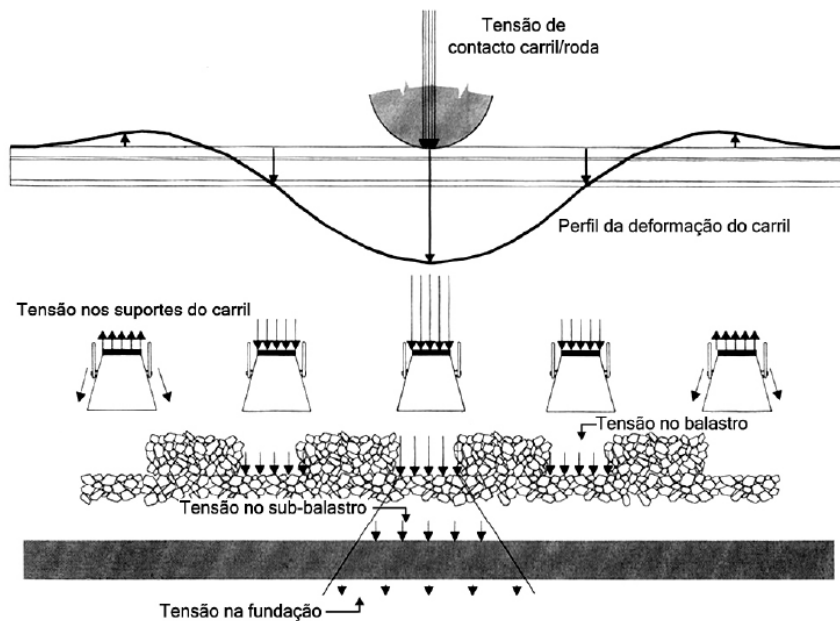


Figura 3.2: Tensões devido às forças verticais nos elementos da via [Fortunato, 2005]

A equação prática para a determinação da carga total vertical exercida pelo veículo à via pode ser expressa da seguinte forma:

$$Q_{total} = Q_e + Q_{qe} + Q_{din} \quad (3.1)$$

Em que  $Q_{total}$  é a carga total vertical,  $Q_e$  é a carga estática,  $Q_{qe}$  é a carga quase-estática e  $Q_{din}$  é a carga dinâmica.

As cargas verticais estáticas ( $Q_e$ ) resultam do peso próprio dos veículos. A tabela 3.1 mostra os pesos máximos por eixo dos principais veículos ferroviários.

Tabela 3.1: Pesos máximos por eixo dos principais veículos ferroviários [Teixeira, 2005]

Material	P - Peso por eixo (ton)
Locomotoras	20 a 22,5
Vagões de mercadoria	16 a 22,5
Composições de passageiros	12 a 14
Composições de alta velocidade:	
ETR 500	17
ICE1	19,5
TGV/AVE	17

O comboio a circular em curva experimenta a acção da aceleração centrífuga não compensada, que conduz a um incremento apreciável dos esforços verticais. A carga quase-estática  $Q_{qe}$  resultante pode ser expressa pela seguinte equação [Pita, 2006]:

$$Q_{qe} = \frac{I \cdot H}{s^2} \cdot Q_e \quad (3.2)$$

Onde  $I$  é a insuficiência de escala,  $s$  é o espaçamento entre carris e  $H$  é a distância ao centro de gravidade do comboio.

Dada a importância que as acções dinâmicas assumem no estudo estrutural da via-férrea, as cargas dinâmicas ( $Q_{din}$ ) serão analisadas em pormenor a seguir.

### 3.3. Quantificação das acções verticais dinâmicas

As cargas estáticas dos rodados de um comboio em movimento podem sofrer uma variação considerável, devido aos seguintes factores de carácter dinâmico [FEUP, 2008] [Fontul, 2010b]:

- desigual repartição do peso de um eixo entre ambas as rodas, como consequência da força centrífuga não compensada na passagem em curva;
- variação da repartição do peso devido ao desnivelamento da via e defeituosa regularização da suspensão do material circulante;
- impulsos que as irregularidades da via provocam na massa não suspensa dos veículos;
- defeitos das rodas que, quando apresentam deformações, produzem choques nos carris, com importante esforço de impacto;
- esforços causados pela inércia das peças ligadas ao movimento das rodas.

#### 3.3.1. Aproximações experimentais

A prática de dimensionamento não considera explicitamente o efeito dinâmico, a análise é estática e a quantificação dos efeitos dinâmicos é efectuada com a adopção de um coeficiente de majoração da parcela estática (equação 3.3).

$$Q_d = Q_e \cdot C_d \tag{3.3}$$

Onde  $Q_d$  é a carga por roda exercida no carril,  $Q_e$  é a carga estática por roda e  $C_d$  é coeficiente de amplificação dinâmica.

A figura 3.3 destaca algumas das primeiras fórmulas empíricas para a determinação do coeficiente de amplificação.

As expressões apresentadas na figura 3.3 mostram como se relacionam as sobrecargas dinâmicas com a velocidade dos veículos. Segundo Pita [1982], citado por [Teixeira, 2003], demonstra-se que no caso duma via sem defeitos e veículos com geometria perfeita, o incremento dinâmico das cargas transmitidas é praticamente nulo. Assim, as sobrecargas dinâmicas impostas à via, por acção do aumento da velocidade, devem-se quase exclusivamente à presença de irregularidades no carril e na roda.

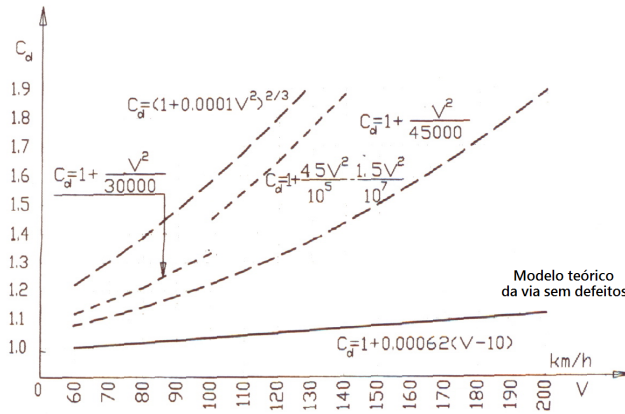


Figura 3.3: Coeficientes dinâmicos, adaptado de [Pita, 2006]

A consideração da influência das irregularidades da via sobre os efeitos dinâmicos, só se tornou mais evidente nos anos 60, na Alemanha, através da realização de intensas campanhas experimentais. Os resultados obtidos evidenciavam um incremento, com a velocidade, das dispersões das cargas dinâmicas em torno do seu valor médio. A magnitude dessas dispersões estava directamente relacionada com a qualidade da via e do veículo [Teixeira, 2003].

### 3.3.2. Fórmulas de Eisenmann

Eisenmann [1969], citado por [Pita, 2006], analisou os resultados e concluiu que a distribuição de esforços verticais, para uma dada velocidade, seguia uma distribuição normal (figura 3.4). Partindo destes pressupostos, o autor chegou a uma nova formulação empírica para a determinação do coeficiente de amplificação dinâmico  $C_d$ :

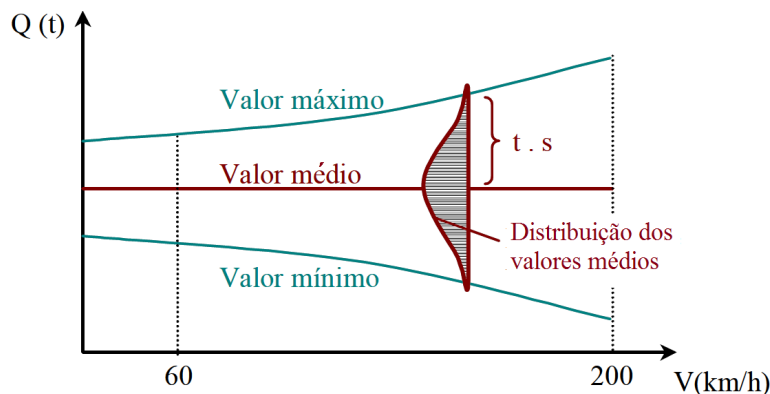


Figura 3.4: Oscilação dinâmica da carga por roda, adaptado de [Teixeira, 2003]

$$C_d = 1 + t \cdot s \cdot \varphi \quad (3.4)$$

Nesta expressão,  $t$  corresponde ao factor de segurança estatístico e  $s$  corresponde a um factor que depende da qualidade da via (ver tabela 3.2). O parâmetro  $\varphi$  é um factor que depende da velocidade, de acordo com a expressão 3.5.

Tabela 3.2: Factores de segurança estatística ( $t$ ) e de qualidade da via ( $s$ ), adaptado de [Teixeira, 2003]

Probabilidade (%)	$t$	Qualidade da via	$s$
68,3	1	Muito bom estado	0,1
95,4	2	Bom estado	0,2
99,7	3	Mau estado	0,3

$$\varphi = 1 + \frac{V - 60}{140}, V \text{ em km/h} \quad (3.5)$$

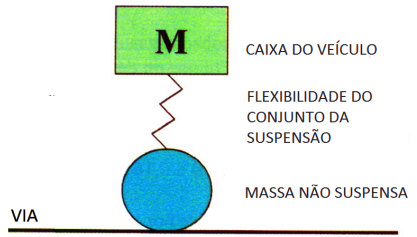
A expressão de Eisenmann (equação 3.5), permitiu, pela primeira vez, considerar de forma explícita o estado de qualidade da via, relativamente a uma velocidade de circulação até 200 km/h.

Mais tarde, Eisemann [1993] propôs uma alteração à expressão 3.5, para velocidades superiores a 200 km/h, de modo a adaptar-se às linhas de alta velocidade. O parâmetro  $\varphi$ , que depende da velocidade de circulação, é definido assim por:

$$\varphi = 1 + \frac{V - 60}{380} \quad (3.6)$$

### 3.3.3. Fórmula de Prud'homme

Após a chegada de veículos de alta velocidade às linhas europeias, foi necessário estudar a aplicabilidade da fórmula de Eisenmann (equação 3.6), para velocidades de circulação compreendidas entre 200 e 300 km/h. Devido à complexidade do estudo teórico da interacção dinâmica via-veículo sob as solicitações produzidas pelas irregularidades da via, Prud'homme começou por considerar que a frequência própria de oscilação da massa suspensa do veículo (figura 3.5) é muito superior à frequência correspondente à massa não suspensa (figura 3.6). Tendo em conta a grande diferença entre o valor destas frequências (cerca de 1 Hz e entre 25 a 35 Hz, para as massas suspensas e não suspensas, respectivamente), foi possível uma abordagem independente das sobrecargas dinâmicas sobre a via.

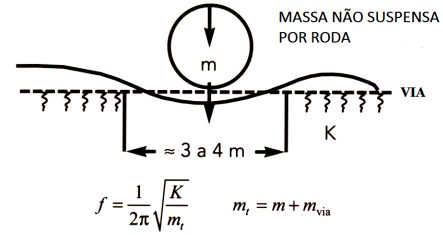


$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K'}{M}}$$

M=MASSA DO COMBOIO (T.E.E. = 42,8 t)  
K'=RIGIDEZ DA SUSPENSÃO (T.E.E. = 95.000 dN/m)

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{950.000 \text{ N/m}}{42.800 \text{ kg}}} = 0,75 \text{ Hz}$$

VALOR USUAL  $f \approx 1 \text{ Hz}$



$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{m_i}} \quad m_i = m + m_{\text{via}}$$

$K \approx 5 \text{ t/mm}$ ;  $m = \begin{cases} \text{Locomotora: } 1,5 \text{ a } 1,6 \text{ t} \\ \text{Alta velocidade: } 0,8 \text{ t (AVE, TGV, ...)} \end{cases}$

$m_{\text{via}} \approx 0,18 \text{ a } 0,24 \text{ t}$

Em linhas de alta velocidade

$m_i \approx 1 \text{ t}$

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{5 \cdot 10^7 \text{ N/m}}{1.000 \text{ kg}}} \approx 35 \text{ Hz}$$

VALOR USUAL  $\approx 25 \text{ a } 35 \text{ Hz}$

Figura 3.5: Frequência própria da massa suspensa, adaptado de [Pita, 2006]

Figura 3.6: Frequência própria da massa não suspensa, adaptado de [Pita, 2006]

Os fenómenos de interação sobre a via provocados pela oscilação das massas não suspensas (maior incidência) têm que ser analisados através duma análise em frequências dos defeitos da via por meio de espectros de densidade de potência, uma vez que os defeitos apresentam carácter aleatório. Tendo em conta os aspectos atrás referidos e para uma velocidade de circulação de 300 km/h, Prud'Homme propôs as expressões apresentadas de seguida [Pita, 2006].

A expressão matemática para a determinação do desvio padrão das sobrecargas dinâmicas devidas às massas não suspensas é:

$$\sigma_{\Delta Q_{NS}} \approx a \cdot b \cdot \frac{V}{100} \cdot \sqrt{m \cdot K_v} \quad (3.7)$$

Em que  $a$  toma o valor aproximado de 0,42,  $b$  é um factor dependente dos defeitos da superfície do carril (flecha máxima em mm, em base de 3m),  $V$  é a velocidade de circulação (km/h),  $m$  é a massa não suspensa por roda (ton) e  $K_v$  é a rigidez vertical da via (ton/mm).

O desvio padrão das sobrecargas dinâmicas devidas às massas suspensas é obtido através duma análise semelhante, no entanto, a experiência francesa levou à adopção da seguinte equação [Pita, 2006]:

$$\sigma_{\Delta Q_S} \approx (0,10 \text{ a } 0,16) \cdot Q_e \quad (3.8)$$

Deste modo é possível determinar o desvio padrão das sobrecargas máximas totais através da relação:

$$\sigma(\Delta Q) = \sqrt{\sigma^2(\Delta Q_{ns}) + \sigma^2(\Delta Q_s)} \quad (3.9)$$

Prud'homme comprovou que a distribuição de esforços verticais sobre a via seguia uma lei normal, ao adoptar o coeficiente de segurança estatística de 2, correspondente a 95,5 % dos valores, para a obtenção da carga dinâmica máxima de dimensionamento, ou seja:

$$Q_{din} = 2\sqrt{\sigma^2(\Delta Q_{ns}) + \sigma^2(\Delta Q_s)} \quad (3.10)$$

Desta forma, e tendo em conta as considerações efectuadas no capítulo 3.2, a carga total por roda sobre o carril será:

- em alinhamento recto:

$$Q_{total} = Q_e + 2\sqrt{\sigma^2(\Delta Q_{NS}) + \sigma^2(\Delta Q_S)} \quad (3.11)$$

- em curva:

$$Q_{total} = Q_e + 2\sqrt{\sigma^2(\Delta Q_{NS}) + \sigma^2(\Delta Q_S)} + \frac{2 \cdot I \cdot H}{s^2} \cdot Q_e \quad (3.12)$$

### A importância da fórmula de Prud'homme

A equação de Prud'homme (equação 3.7) esclareceu alguns aspectos importantes para a compreensão da evolução das dispersões nos esforços com o aumento da velocidade relativamente às diversas variáveis como a massa não suspensa, os defeitos da via e a sua rigidez vertical.

Com o objectivo de comparar a importância relativa de cada um dos parâmetros considerados na metodologia de Prud'homme na intensidade das cargas dinâmicas, [Teixeira, 2003] estabeleceu o histograma representado na figura 3.7. A situação de referência (a vermelho) corresponde às características de uma via e veículo de alta velocidade francesa.

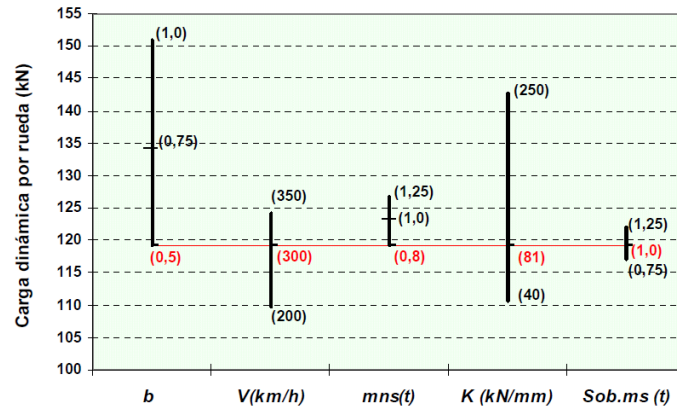


Figura 3.7: Influência dos diferentes parâmetros nas cargas dinâmicas [Teixeira, 2003]

A sua análise permite estabelecer algumas conclusões:

- Os parâmetros massa não suspensa ( $m_{ns}$ ) e as sobrecargas devido às massas suspensas ( $sob.ms$ ) não apresentam variações muito importantes nas cargas dinâmicas;
- a velocidade de circulação ( $V$ ) dentro do intervalo considerado no estudo (200-350 km/h) não produz grande impacto nas sobrecargas dinâmicas;
- a qualidade geométrica da via e das rodas ( $b$ ) assim como a rigidez vertical da via ( $K_v$ ) são, claramente, os parâmetros cuja variação dentro dos intervalos habituais mais incide na grandeza das cargas dinâmicas.

### 3.4. Qualidade geométrica e degradação da via-férrea

A optimização da exploração de vias-férreas depende de diversos factores relacionados com a gestão de transportes e com a qualidade da via. A qualidade da via-férrea para comboios de passageiros, por sua vez, está relacionada com parâmetros de conforto e com parâmetros de segurança. A segurança depende do traçado e dos parâmetros geométricos adoptados e resulta ainda das características dos materiais utilizados e da adequada execução dos trabalhos de construção da via [Fortunato, 2005].

Os parâmetros geométricos são utilizados para a avaliação e caracterização da qualidade geométrica da via, sendo estes os seguintes [FEUP, 2008] [Fontul, 2010b]:

- Nivelamento longitudinal - perfil longitudinal da face superior de cada um dos carris no plano vertical, em relação à posição teórica estabelecida em projecto;



- Nivelamento transversal - diferença de cotas entre as faces superiores dos dois carris num plano normal ao eixo da via;
- Bitola - distância entre as faces de guiamento das cabeças dos carris, medida 15 mm abaixo da superfície de rolamento;
- Alinhamento - posicionamento de cada um dos carris no plano horizontal, em relação à posição teórica;
- Empeno - diferença de dois nivelamentos transversais numa determinada base de medição (normalmente 3m);

A medição destes parâmetros convista a caracterização da via, é realizada, periodicamente, por um veículo de inspecção geométrica da via. De seguida, estes parâmetros são comparados com limites de alerta, de intervenção e de acção imediata, indicados em vários documentos, de forma a avaliar o nível da qualidade geométrica da via.

Por exemplo, a Especificação Técnica de Interoperabilidade [ETI, 2008], apresenta os valores limites de empeno, variação de bitola, nivelamento transversal e longitudinal e alinhamento, para os níveis de acção imediata, de segurança, de intervenção e de alerta.

A avaliação da qualidade geométrica apresenta um papel fundamental no que diz respeito à gestão das operações de manutenção por parte das administrações ferroviárias. Por exemplo, no que se refere aos níveis de acção, define-se que [ETI, 2008]:

- o limite de acção imediata refere-se ao valor que, caso seja excedido, leva a que o gestor da infra-estrutura tome medidas para reduzir o risco de descarrilamento para um nível aceitável. Estas medidas podem consistir no encerramento da linha, na redução da velocidade ou na correcção geométrica da via;
- o limite de intervenção refere-se ao valor que, caso seja excedido, exige uma manutenção correctiva para que o limite de acção imediata não seja atingido antes da inspecção seguinte;
- o limite de alerta, refere-se ao valor que, caso seja excedido, exige que o estado geométrico da via seja analisado e tido em conta nas operações de manutenção previstas.

Na evolução ao longo do tempo de cada um dos parâmetros, considera-se uma fase de degradação e outra de recuperação da qualidade geométrica, como consequência das operações de manutenção [Vale, 2010].

A recuperação da qualidade geométrica da via é conseguida com acções de manutenção, em que o objectivo é garantir o nível de serviço da via para o qual esta foi projectada. Em relação à via balastrada, a acção de manutenção que ocorre com maior frequência é a operação de ataque sobre o balastro.

O assentamento vertical permanente das camadas granulares é o que mais contribui para a degradação do nivelamento longitudinal das vias balastradas, sendo responsável pelos maiores custos de conservação. A degradação deste parâmetro ao longo do tempo é geralmente mais rápida do que a do alinhamento, do nivelamento transversal ou a do empeno. Desta forma são os defeitos de nivelamento longitudinal que condicionam e definem a periodicidade do ataque do balastro, sendo esta habitualmente em linhas convencionais de 4 a 5 anos [Vale, 2010] [Fortunato, 2005].

Como já referido, as administrações ferroviárias procedem a estas operações de manutenção de modo a restituir um nível de qualidade geométrica da via adequado. No entanto, apesar de estas operações serem frequentes na maioria das administrações, tais são indesejáveis, pois apresentam custos consideráveis, condicionam a normal circulação dos veículos e aceleram o processo de degradação das partículas do balastro.

Desta forma, têm sido desenvolvidos diversos modelos de previsão do comportamento de degradação da via, nomeadamente, do assentamento permanente das camadas granulares, como por exemplo o modelo de Sato, o modelo de Shenton, o modelo da Universidade Técnica de Munique, o modelo do ORE, entre outros, [Vale, 2010]. Estes modelos têm como objectivo possibilitar uma gestão mais eficiente da exploração das linhas ferroviárias.

### **3.4.1. Mecanismos de degradação da subestrutura ferroviária**

As acções de intervenção referidas no ponto anterior consistem apenas numa correcção da geometria da via, ou seja, têm apenas em conta a reposição do valor, dos parâmetros de qualidade, dentro de determinados limites normativos. As acções de inspecção e de intervenção são efectuadas ao nível da superestrutura, pelo que desta forma tem sido dada menor atenção às camadas inferiores, especialmente o sub-balastro ou a fundação. Como já referido, a degradação da qualidade da via-férrea é causada pela evolução de assentamentos permanentes. Estes assentamentos decorrem da acumulação de deformações plásticas das camadas de apoio da via.

Relativamente à fundação é possível desenvolverem-se dois mecanismos principais de degradação, provocados essencialmente pela acção repetida das cargas devido à passagem dos veículos, e pela presença de solos finos com teor em água elevado ou de solos com fraca qualidade. Os principais mecanismos de degradação são a rotura progressiva por corte e a deformação plástica excessiva.

O escoamento plástico provocado pela acção repetida das cargas origina a rotura progressiva por corte (figura 3.8). Este tipo de rotura ocorre em fundações constituídos com solos finos, com elevado teor em argila.

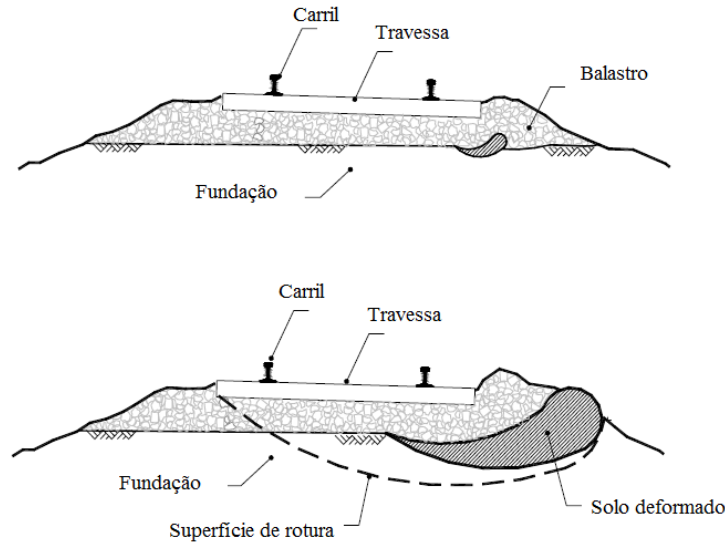


Figura 3.8: Rotura por corte progressivo, adaptado de [Radampola, 2006]

A rotura progressiva por corte pode ser acompanhada por uma deformação plástica excessiva, que traduz-se pela componente vertical da deformação progressiva por corte e pela deformação vertical causada pela compactação e consolidação da fundação, sob a acção das cargas repetidas. Esta deformação origina a formação de bolsadas de balastro [Fortunato, 2005] (figura 3.9).

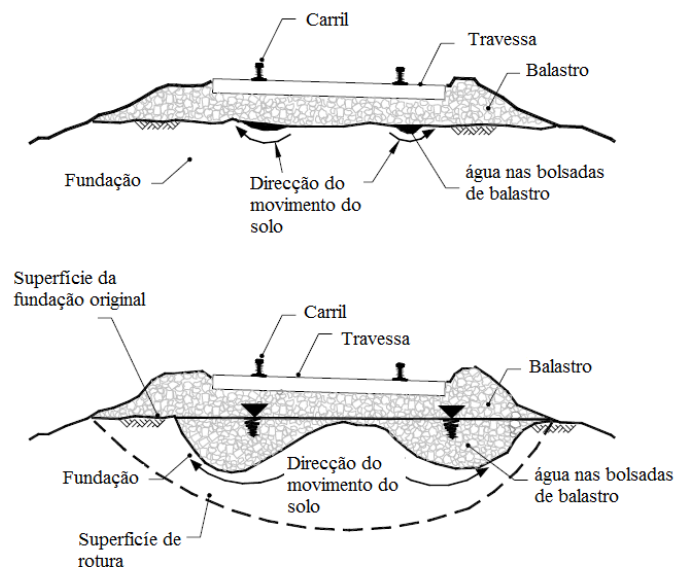


Figura 3.9: Formação de bolsadas de balastro, adaptado de [Radampola, 2006]

Estas deformações contribuem para o desenvolvimento de assentamentos diferenciais e para alterações inaceitáveis da qualidade geométrica da via. A operação de intervenção para a reposição da qualidade geométrica da via consiste na adição de mais balastro (ataque do balastro), aumentando a espessura desta camada de modo a reduzir os assentamentos. No entanto, esta acção contribui para o desenvolvimento das deformações, não corrigindo o problema [Fortunato, 2005] [Radampola, 2006].

Para vias-férreas assentes em fundações com materiais de boa qualidade, é a deformação excessiva da camada de balastro que mais contribui para os assentamentos permanentes da via, tal como foi observado por Li [1994] citado por [Fortunato, 2005] (figura 3.10).

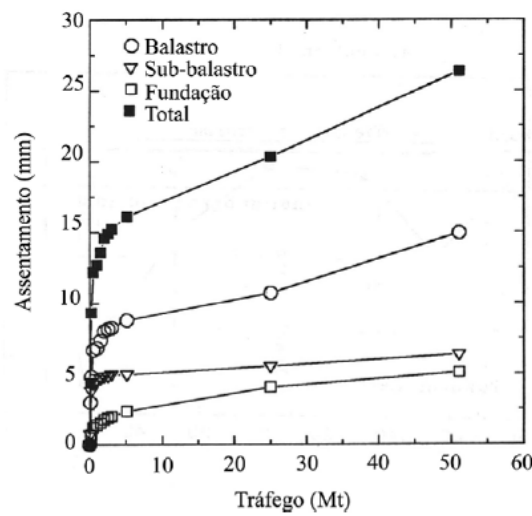


Figura 3.10: Assentamentos permanentes devido à passagem dos comboios, observados numa via com fundação em solo areno-siltoso [Fortunato, 2005]

O assentamento total da via pode ser expressa pela equação 3.13. Esta equação empírica foi proposta por Selig e Waters [1994] com base em resultados experimentais e que levaram à construção dos gráficos representados na figura 3.10.

$$S_{via} = S_b + S_{sb} + S_f \quad (3.13)$$

Em que  $S_{via}$  é o assentamento total da via e  $S_b$ ,  $S_{sb}$  e  $S_f$  representam, respectivamente, o assentamento do balastro, sub-balastro e fundação (em mm).

Com:

$$S_b = 0,026 \cdot h_b \cdot T^{0,21} \quad (3.14)$$

$$S_{sb} = 0,017 \cdot h_{sb} \cdot T^{0,16} \quad (3.15)$$

$$S_f = 1,4 \cdot T^{0,52} \quad (3.16)$$

Em que  $h_b$  é a espessura da camada de balastro (mm),  $h_{sb}$  é a espessura da camada de sub-balastro (mm) e  $T$  é tráfego acumulado (milhões de toneladas).

Por outro lado, tendo em conta a configuração generalizada da via balastrada convencional para a alta velocidade (fundação de boa qualidade e uma espessura de camada de balastro de 0,30 m), verifica-se que o aumento excessivo da camada de sub-balastro granular produz um aumento do assentamento da via e, conseqüentemente a degradação da qualidade geométrica da via.

Deste ponto de vista, a utilização de misturas betuminosas poderá reduzir o assentamento total da via, uma vez que permite uma disposição construtiva com menor espessura da camada de sub-balastro [Teixeira, 2006].



## Capítulo 4

# Modelação da via-férrea

### 4.1. Considerações gerais

Os modelos estruturais consistem em idealizações do comportamento das estruturas que permitem estudar o efeito das acções a que as mesmas são sujeitas. Em vias-férreas, estes modelos, permitem de uma forma geral, determinar tensões, deformações e deslocamentos na estrutura.

### 4.2. Modelos de cálculo utilizados na análise estrutural

#### 4.2.1. Modelos clássicos de análise da via-férrea

Os modelos de análise clássicos podem dividir-se em dois grandes grupos, aqueles que admitem os carris representados por uma viga de comprimento infinito, apoiada continuamente em meio elástico (modelo de Winkler), homogéneo e isotrópico; e aqueles que admitem os carris representados por uma viga contínua com apoios discretos e equidistantes assentes em meio elástico, homogéneo e isotrópico [Esveld, 2001] [Vale, 2010] [Teixeira, 2003] [Fortunato, 2005].

#### Modelo de Winkler

Relativamente ao modelo de Winkler [1867], indicado na figura 4.1, trata-se de um modelo muito simples, uma vez que representa apenas o carril e todos os elementos sob o carril são simulados por molas, de modo contínuo, representando a rigidez equivalente dos mesmos. Na mesma figura, são indicados os parâmetros que representam as características resistentes da via, nomeadamente, o módulo da fundação  $C$  (coeficiente de balastro) ou a rigidez contínua do apoio  $u$  (ou módulo da via) [Teixeira, 2003] [Vale, 2010].

Os parâmetros módulo de fundação ( $C$ ) e a rigidez contínua do apoio ( $u$ ) podem ser descritos como [Vale, 2010]:

- $C$  - rigidez vertical da via por unidade de superfície, que traduz o deslocamento vertical da via devido a uma pressão aplicada numa dada área;

- $u$  - rigidez vertical da via por unidade de comprimento, em que o carril é considerado como uma viga infinita apoiado sobre uma fundação elástica contínua.

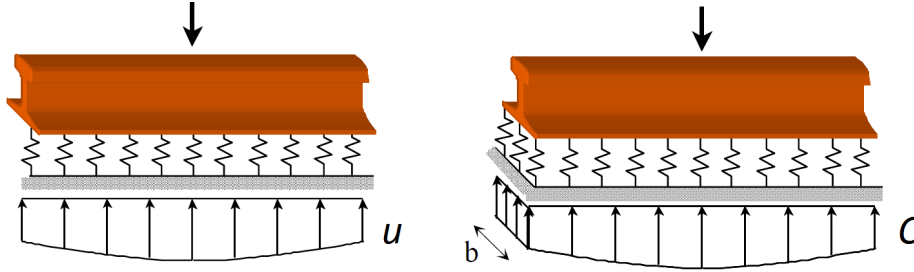


Figura 4.1: Modelos de via sobre meio elástico, adaptado de [Teixeira, 2003]

A resolução da equação diferencial da viga elástica, tendo em conta o modelo de Winkler, permitiu obter duas metodologias para o dimensionamento de vias balastradas, considerando uma carga pontual. Estas, são a metodologia de Zimmermann [Esvel, 2001] [Pita, 2006] [Profillidis, 1995] [Teixeira, 2003] e a metodologia de Talbot [Fortunato, 2005] [Selig e Waters, 1994] [Teixeira, 2003], relacionadas, respectivamente com o  $C$  e o  $u$ .

### Modelo de apoio discreto

O modelo com carril apoiado discretamente é apresentado na figura 4.2. O carril é apoiado de modo discreto sobre molas com espaçamento  $d$ . O parâmetro  $K_{eq}$  é definido como a rigidez vertical da via em cada apoio, em que o carril é considerado como uma viga infinita apoiado de modo discreto sobre apoio elásticos [Vale, 2010].

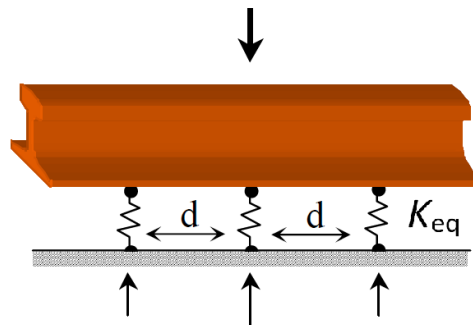


Figura 4.2: Modelo de carril apoiado discretamente, adaptado de [Teixeira, 2003]



A rigidez vertical da via em cada apoio pode ser avaliada a partir da rigidez vertical dos vários constituintes da via, conforme expressa a equação 4.1.

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_{sb}} + \frac{1}{K_f} \quad (4.1)$$

Em que  $K_p$  representa a rigidez da palmilha,  $K_b$  a rigidez do balastro,  $K_{sb}$  a rigidez do sub-balastro e  $K_f$  a rigidez da fundação.

Os três parâmetros,  $C$ ,  $u$  e  $K_{eq}$  não devem ser confundidos com a rigidez vertical da via  $K_v$ .

A relação entre a rigidez vertical e o módulo de via pode traduzir-se pela seguinte equação [Selig e Waters, 1994]:

$$u = \frac{K_v^{4/3}}{64EI^{1/3}} \quad (4.2)$$

Nesta equação, o parâmetro  $EI$  corresponde à rigidez de flexão do carril e  $K_v$  define-se como já descrito na sub-capítulo 2.5.1.

A medição deste parâmetro não é possível efectuar de forma directa, sendo determinado através de três métodos que têm em consideração medições *in situ*. Um destes métodos, a título de exemplo, consiste na medição da deflexão máxima ( $y_{max}$ ) e, posteriormente calcular  $u$  pela equação 4.2 [Selig e Waters, 1994].

As grandezas  $C$  e  $K_{eq}$  consistem, respectivamente, na afectação do módulo de via a uma determinada largura fictícia de apoio sob o carril ( $b$ ) e a um segmento de via, que corresponde à distância entre travessas ( $d$ ). Uma análise crítica destes parâmetros está apresentada em [Teixeira, 2003]

$$C = u \cdot b \quad (4.3)$$

$$K_{eq} = u \cdot d \quad (4.4)$$

#### 4.2.2. Modelos linear elásticos

##### Semi-espaço de Boussinesq

Boussinesq [1885], através das equações de equilíbrio, de compatibilidade e das equações constituintes dos materiais da teoria da elasticidade, desenvolveu as expressões que permitem calcular analiticamente os deslocamentos, deformações e tensões em função da profundidade e da distância radial induzidos por uma carga pontual vertical ( $P$ ), (figura 4.3). Esta carga actua sobre

superfície de um maciço semi-infinito com material elástico linear, homogéneo e isotrópico. Mais tarde, foram desenvolvidas as equações que permitiam a consideração de carga linear e uniformemente distribuída numa área circular. Posteriormente, desenvolveu-se a metodologia para a carga de placa rígida [Fontul, 2004] [Antunes, 1993].

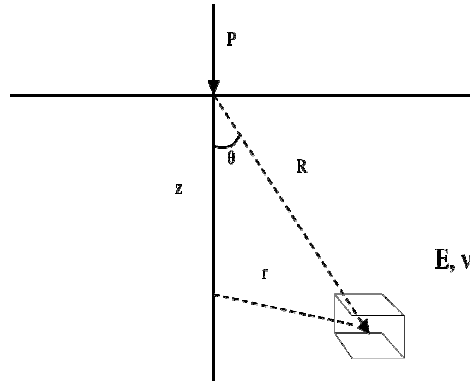


Figura 4.3: Modelo de Boussinesq para uma carga pontual [Fontul, 2004]

As equações de Boussinesq são muito utilizadas em programas de retroanálise. No entanto, a necessidade para uma modelação mais adequada da resposta da estrutura e a evolução dos computadores conduziram ao desenvolvimento de modelos de sistemas multi-camadas [Fontul, 2004].

### Método da espessura equivalente

O método da espessura equivalente ou método de Odemark, consiste na transformação de um sistema de camadas com diferentes módulos, num sistema onde todas as camadas têm o mesmo módulo, onde possam ser utilizadas as equações de Boussinesq. Baseia-se no pressuposto de que as tensões e as deformações abaixo de uma camada dependem apenas dessa camada. Admite-se que uma camada de módulo de deformabilidade  $E_1$ , de espessura  $h_1$  e um coeficiente de Poisson  $\nu_1$  pode ser semelhante a uma camada de outro material caracterizado por  $E_2$ , e  $\nu_2$  e, com uma espessura equivalente  $h_2$ , desde que tenham a mesma rigidez de flexão ( $D$ ) (figura 4.4) [Antunes, 1993] [Fontul, 2004].



Figura 4.4: Método de Odemark [Fontul, 2004]

Considerando estas condições, a espessura equivalente ( $H_e$ ) da camada pode ser determinada por:

$$D = \frac{h^3 E}{12(1 - \nu^2)} \quad (4.5)$$

$$D_1 = D_2 \quad (4.6)$$

resulta que:

$$H_e = h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{1 - \nu_2^2}{1 - \nu_1^2}} \quad (4.7)$$

Segundo Ullidtz [1998] citado por [Fontul, 2004], o rigor dos resultados obtidos com este método varia entre 89% e 92% dos valores obtidos a partir da teoria da elasticidade.

### **Modelo multi-camadas**

O modelo de cálculo que contribuiu para o desenvolvimento de distribuição de tensões na análise de um sistema estratificado, foi o modelo de Burmister[1945] [Antunes, 1993], baseado na teoria da elasticidade. Esta teoria contempla várias considerações: os materiais das diversas camadas são homogêneos, isotrópicos, e elástico lineares, e não é considerado qualquer efeito de inércia; as camadas são consideradas contínuas, horizontais e infinitas; todas as camadas têm espessura finita, excepto a fundação, a qual é considerada como meio espaço semi-infinito; a carga à superfície é uniformemente distribuída sobre uma área circular; e, o sistema é considerado axissimétrico [Fontul, 2004].

Com o desenvolvimento dos meios computacionais, a utilização dos modelos multi-camadas tem-se generalizado na modelação estrutural de pavimentos rodoviários. No entanto, apresentam algumas limitações dado que não possibilitam a consideração de leis constitutivas dos materiais realistas (comportamento não linear dos materiais granulares, comportamento viscoelástico do material betuminoso) e nem a consideração do carácter dinâmico das solicitações. Alguns programas mais conhecidos com base nesta teoria são, por exemplo, ELSYM® e o BISAR®.

### 4.2.3. Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos (MEF) é um método numérico com maior utilização na engenharia civil. Consiste num processo de discretização de um meio contínuo em que este é dividido em elementos mais pequenos (elementos finitos), onde são mantidas as propriedades dos elementos que lhes deu origem. Estes elementos finitos podem ser de uma, duas ou três dimensões, conforme as necessidades do modelo e são ligados através de pontos nodais. O meio contínuo pode ser dividido o quanto se pretender, dependendo da qualidade dos resultados desejados. Quanto maior for o número de elementos considerado na discretização, maior será a precisão da solução aproximada. No entanto, malhas muito refinadas podem estar associadas à obtenção de sistemas de equações complexas, o que torna bastante penalizador em termos de memória computacional e, consequentemente, tempo de processamento. Alguns problemas tridimensionais podem ser simplificados tendo em conta a dupla simetria (figura 6.41) [Álvaro Azevedo, 2003] [COST333, 2001] [Paixão e Fortunato, 2009].

As principais vantagens deste método são de permitir: o estudo de quase todas as geometrias; a consideração de uma análise não linear (com diversas leis de comportamento para os materiais) e uma análise dinâmica das estruturas.

A figura 6.41 apresentada no capítulo 6 apresenta um modelo de elementos finitos duma estrutura ferroviária, que foi utilizado no caso de estudo.

### 4.2.4. Método do elemento discreto

O método do elemento discreto é um modelo numérico com capacidade de simular o comportamento de materiais descontínuos, como o balastro, a partir da análise do movimento de cada partícula definida por um elemento discreto. Deste modo, possibilita uma modelação muito mais realista quando comparada, por exemplo, com o método dos elementos finitos, pois modela os materiais, recorrendo às propriedades físicas das partículas, tais como a forma, a angulosidade e a distribuição do tamanho das partículas, o grau de compactação e o coeficiente de atrito entre partículas. Todos estes factores permitem compreender melhor os mecanismos do comportamento da via-férrea. O método do elemento discreto apresenta como desvantagens a necessidade de grande capacidade computacional [COST333, 2001] [Fontul, 2004]. A longo prazo pode vir a ser uma alternativa ao método dos elementos finitos.

A tabela 4.1 apresenta as principais vantagens e desvantagens dos métodos referenciados nos pontos 4.2.2, 4.2.3 e 4.2.4.

Tabela 4.1: Vantagens e desvantagens dos métodos de cálculo [Vale, 2004]

Método de cálculo	Vantagens	Desvantagens
<b>Multi-camadas</b>	Método simples com utilização na maioria dos procedimentos de dimensionamento actuais e na estimativa da capacidade estrutural de pavimentos a partir de ensaios não destrutivos. Método de aplicação generalizado.	Método que se baseia em hipóteses simplificadas (carga estática, materiais homogéneos, isotrópicos e elásticos lineares; camadas com comprimento e largura infinitas) que não traduzem o comportamento real dos pavimentos.
<b>Elementos finitos</b>	Método que permite avaliar a resposta tanto estática como dinâmica de pavimentos. Método que permite considerar quase todas as condições geométricas, tais como descontinuidades. Método que permite considerar modelos de materiais complexos (viscoelasticidade, não linearidade física)	Método no qual o material é assumido como contínuo e homogéneo. Método cujos resultados são, por vezes, influenciados pelo grau de discretização. Método que pode exigir elevado tempo computacional, consoante a complexidade dos modelos de resposta considerados.
<b>Elementos discretos</b>	Método que permite considerar a natureza física dos materiais, ou seja, o carácter descontínuo dos materiais (e.g. granulares).	Método muito complexo e que exige elevado tempo computacional. Método implementado em poucos programas de cálculo.

### 4.3. Modelos numéricos da via balastrada

Com avanço dos computadores e sua maior capacidade de processamento, começaram a ser utilizados modelos computacionais com base em métodos numéricos atrás referidos. A aplicação do MEF tornou-se no mais utilizado. A sua aplicação na análise do comportamento da via teve início na década de setenta do século XX. Desde então foram desenvolvidos diversos modelos com base nesse método e complementados com os modelos multi-camadas: o modelo *Illitrack* [Tarabji e Thompson, 1976]; o modelo *Multa* [Prause e Kennedy, 1977]; o modelo *PSA* [Adegoke et al., 1979]; o modelo *Geotrack* [Chang et al., 1980], o modelo *Rosalie* desenvolvido pelo LCPC [Sauvage e Larible, 1982] e o modelo *Kentrack* [Huang et al., 1984].

Uma breve descrição deste modelos é efectuada de seguida, assim como uma comparação entre resultados obtidos dos três primeiros modelos enunciados e, algumas conclusões efectuadas em estudos com o auxílio dos restantes modelos.

#### Modelo *Illitrack*

O modelo por elementos finitos *Illitrack*, não é um modelo tridimensional, mas considera dois modelos bidimensionais, na direcção longitudinal e transversal. Consiste na introdução dos dados da análise longitudinal, em estado de plano de deformação, na análise transversal. Desta forma é obtido um efeito tridimensional com um tempo de computação inferior ao necessário para um modelo tridimensional. Na análise longitudinal o modelo considera a actuação das cargas verticais aplicadas apenas num carril, suportado por um sistema constituído por travessas e camadas de apoio. Os carris e as travessas são representados, respectivamente, por vigas e molas de apoio. É possível considerar o comportamento não linear dos materiais (balastro, sub-balastro e fundação), cujas características são determinadas em laboratório através de ensaios triaxiais com cargas repetidas e são admitidos critério de rotura para os materiais nas camadas de apoio e fundação.

#### Modelo *Multa*

O modelo *Multa* (*Multilayer Track Analysis*), considera o modelo elástico multi-camadas de Burmister e um modelo tridimensional por elementos finitos, para respectivamente, a subestrutura e a superestrutura. A área carregada das travessas é dividida em segmentos aproximadamente iguais e a área de cada segmento é convertida numa área circular com tensão uniforme. Estas áreas circulares uniformemente carregadas são utilizadas para gerar coeficientes de influência de tensões e de deslocamentos para o modelo linear elástico de multi-camadas, o qual permite determinar deslocamentos e tensões nas camadas de apoio. O carril é modelado como uma

viga finita suportada por 11 travessas, que por sua vez são representadas como vigas com um apoio por cada área de contacto travessa-balastro. Como limitações, este modelo, não permite o desenvolvimento de tensões reais entre a travessa e o balastro uma vez que o deslocamento relativo entre estes dois elementos não é permitido; as reacções entre o carril e a travessa e entre esta e o balastro desenvolvem-se apenas na direcção vertical, pelo que não são considerados os esforços de corte; e, tem por base uma análise linear elástica, logo não possibilita a consideração do comportamento real dos materiais da subestrutura.

### Modelo PSA

O modelo *PSA* (*Prismatic Solid Analysis*) é semelhante ao *Multa*, uma vez que também considera a separação entre a superestrutura e a subestrutura para determinação dos coeficientes de influência de tensão e deslocamento e, impõe a compatibilidade de deslocamentos e tensões entre a parte inferior da travessa e o topo do balastro. A determinação daqueles coeficientes é feita com base na análise de sólidos prismáticos carregados. Os materiais granulares são considerados com comportamento elástico linear, no entanto é possível diferenciar as propriedades dos elementos no plano vertical aos carris. A solução é aproximada por uma série de *Fourier* na direcção paralela aos carris. Os coeficientes são obtidos por duas análises bidimensionais (uma por cada termo de série) que fornecem os coeficientes dos deslocamentos de todos os nós em função das coordenadas dos mesmos. A soma desses termos da série conduz aos deslocamentos totais, dos quais é possível obter as tensões e as deformações. A principal vantagem deste modelo é a de permitir obter soluções para problemas tridimensionais elásticos com relativo baixo custo computacional quando comparado com modelos tridimensionais por elementos finitos gerais (com recurso a elementos *bricks*) [Adegoke et al., 1979].

No trabalho dos autores [Adegoke et al., 1979], foram comparados os resultados obtidos com os três modelos referidos e apontadas algumas vantagens e desvantagens. A figura 4.5 apresenta os resultados desses estudos, onde se constata que foram relativamente distintos entre si. As diferenças observadas devem-se sobretudo a simplificações que foram adoptadas para a geometria da via, aos diferentes modelos de comportamento dos materiais e aos métodos numéricos adoptados para a resolução do problema.

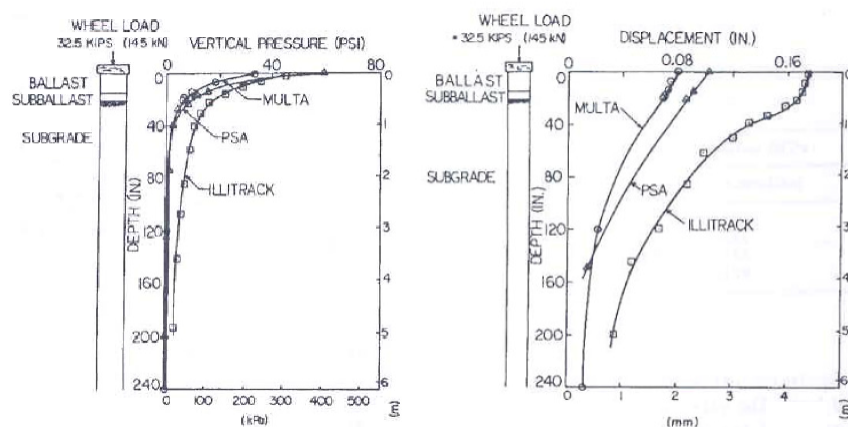


Figura 4.5: Comparação de resultados obtidos com diferentes modelos numéricos: Multa, PSA e Illitrack [Adegoke et al., 1979]

### Modelo *Geotrack*

Este modelo foi concebido a partir do modelo *Multa*, com os objectivos de permitir a consideração de forma mais adequada do comportamento tensão-deformação dos materiais, facilitar aplicação das múltiplas cargas verticais, reduzir o tempo de cálculo e facilitar a análise dos resultados obtidos [Fortunato, 2005]. Este modelo admite a divisão em cinco camadas que não podem ser modificadas pelo utilizador, como o balastro, sub-balastro, duas camadas de coroamento e a plataforma. Só pode ser usado para a análise de estruturas em que todas as camadas são granulares.

### Modelo *Rosalie*

Neste modelo, o sistema formado pela via-férrea e pela sua fundação é modelado com elementos finitos tridimensionais, tendo em conta o comportamento elastoplástico da fundação.

### Modelo *Kentrack*

O modelo foi desenvolvido a partir do modelo *Geotrack*, permite não só a análise de subestruturas com camadas granulares mas também de subestruturas com camadas betuminosas e betão, razão pela qual foi concebido. Permite também modelar os carris, fixações e travessas com elementos finitos. Este modelo permite ainda consideração de quatro eixos de carga.

A utilização intensiva do modelo *Geotrack* em estudos paramétricos permitiu o desenvolvimento de um novo método de dimensionamento, tendo em conta a determinação da espessura da camada granular (camada de balastro e sub-balastro) que previne a rotura progressiva por corte e a deformação plástica excessiva da plataforma de fundação, causadas pelo acção repetida do



tráfego. Gráficos de dimensionamento foram desenvolvidos englobando vários tipos de solos e condições de camadas granulares. Os principais parâmetros deste novo método são as cargas dinâmicas, tonelagem de tráfego, módulo resiliente das camadas granulares e do solos de fundação, e o tipo de solo de fundação e a resistência à compressão [Li e Selig, 1998].

Alguns dos estudos desenvolvidos com o modelo *Rosalie* integrados em campanhas experimentais levadas a cabo pela ORE da UIC permitiram verificar a influência no desempenho do sistema das características físicas e mecânicas dos diversos componentes. Os resultados obtidos aproximaram satisfatoriamente os valores observados em trechos piloto instrumentados em França, na Áustria e em Inglaterra [Sauvage e Larible, 1982] e [Profillidis e Humbert, 1986]. Alguns destes resultados têm sido utilizados no desenvolvimento de procedimentos para o dimensionamento de camadas de apoio da via, como por exemplo, a ficha UIC 719 R [Mira et al., 1999].

#### 4.4. Evolução dos métodos de dimensionamento

Como observado no capítulo 1, existe uma vasta gama de configurações de via-férrea que podem ser estudadas e projectadas. Consequentemente, as investigações teóricas e experimentais levadas a cabo por várias administrações ferroviárias, conduziram a um grande número de critérios e fórmulas para o dimensionamento, por vezes contraditórios. Desta forma, esta diversidade de métodos tornam o dimensionamento da via-férrea uma tarefa complicada [Sadeghi e Barati, 2010].

As camadas de apoio da via-férrea, nomeadamente, a camada de balastro e de sub-balastro, apresentam papéis importantes no comportamento de uma via, nomeadamente, a função de reduzir o nível de esforços transmitidos à fundação da via para níveis que não levem à sua rotura.

A estrutura deve ser dimensionada para resistir aos efeitos agressivos induzidos pelas acções do tráfego e pelas variações atmosféricas, de modo a que a plataforma de fundação seja adequadamente protegida e que os custos de operação, a segurança e o conforto dos passageiros sejam mantidos dentro de limites aceitáveis [Burrow et al., 2007].

Ao longo da vida útil, em face do comportamento da via-férrea, das solicitações da sucessiva passagem de veículos e da variação das condições atmosféricas, a via vai-se degradando. No entanto, enquanto o balastro é objecto de manutenções periódicas para o ajuste da geometria da via, a plataforma é mais difícil de rectificar. Consequentemente, um dos principais objectivos no dimensionamento é proteger a plataforma de fundação. Assim, as camadas de balastro e sub-balastro devem ter espessura suficiente para limitar as tensões exercidas pela circulação

do tráfego na plataforma [Li e Selig, 1998] [Sadeghi e Barati, 2010]. Deste modo, caso a espessura das camadas seja insuficiente, é provável que ocorra deformação excessiva da plataforma, aumentando significativamente os requisitos de manutenção [Li e Selig, 1998].

Desta forma, neste sub-capítulo é apresentada uma breve descrição da evolução dos métodos de dimensionamento das camadas de apoio da estrutura ferroviária. Uma metodologia de dimensionamento dos restantes elementos da superestrutura pode ser encontrada em [Pita, 2006] [Esveld, 2001] [Sadeghi e Barati, 2010] [Profillidis, 1995] [Mántaras e Rodríguez, 1986].

Ao longo do tempo foram desenvolvidas metodologias teóricas, empíricas e semi-empíricas com o objectivo de satisfazer os critérios de dimensionamento. A metodologia de Zimmermann permitia avaliar a deformação e os níveis de tensões na face inferior das travessas. Conhecido o nível de tensões instaladas, era necessário perceber de que forma estas se propagavam sobre o material granular [Pita, 2006].

Alguns autores propuseram expressões empíricas para a determinação das tensões em profundidade como as equações de Talbot (equação 4.8), a de JNR (equação 4.9) [Pita, 2006]:

$$\sigma_b = \frac{16,8\sigma_t}{h^{1,25}} \quad (4.8)$$

$$\sigma_b = \frac{50\sigma_t}{10 + h^{1,35}} \quad (4.9)$$

onde:

- $\sigma_b$  - tensão no balastro para a profundidade  $h$  (polegadas);
- $\sigma_t$  - tensão na base inferior do balastro.

Desta forma era possível conhecer o nível de tensões instalado, no entanto, exista a dificuldade em conhecer a tensão admissível de cada tipo de infra-estrutura. Assim, algumas administrações ferroviárias, de acordo com a prática e experiência, adoptaram valores padrão para a espessura do balastro e também sub-balastro. Esta solução nem sempre resultou num bom dimensionamento e teve como consequência vários problemas de deformação das plataformas [Pita, 2006].

Com o aparecimento dos comboios de alta velocidade, houve a necessidade de rever os métodos de concepção e dimensionamento. Uma alteração correcta dos métodos de dimensionamento representava um aspecto importante nos custos de manutenção destas novas linhas [Pita, 2006].

Muitos estudos levaram à inclusão de novas camadas intermédias que permitissem uma melhor distribuição das tensões e também um melhor comportamento face ao fenómeno de contaminação do balastro, contrariamente à estrutura convencional, que era constituída apenas por balastro entre as travessas e a plataforma de fundação [Pita, 2006].

Neste sentido, os caminhos de ferro seguiram a informação sobre o comportamento e os métodos existentes para os pavimentos rodoviários. Assim, foi possível tirar partido dessa informação e incorporar esses métodos de dimensionamento em normativas ferroviárias.

Consequentemente, abandonaram-se os métodos clássicos e adoptaram-se modelos elásticos multi-camadas, baseados na teoria do semi-espaço indefinido de Boussinesq. Dos métodos baseados nos modelos multi-camadas, destaca-se o método de Eisenmann. Basicamente, os princípios destes métodos consistiam, em primeiro lugar, em avaliar as tensões na face inferior da travessa pelo metodologia de Zimmermann. De seguida, considera-se uma determinada espessura para as camadas de balastro, sub-balastro e outras camadas subjacentes. Por fim, calcula-se o nível de tensões na superfície de cada camada, de acordo com a teoria da elasticidade. A comparação do nível de tensão na superfície com o nível de tensão admissível determinava se as espessuras inicialmente adoptadas eram correctas, se não, iniciava-se novo processo iteractivo [Pita, 2006].

Para a determinação das tensões admissíveis dos materiais, pode ser aplicada a fórmula de Heukelom e Klomp (4.10) [Pita, 2006]:

$$\sigma_{adm} \approx \frac{0,006E_d}{1 + 0,7\log N} \quad (4.10)$$

com:

- $E_d$  - módulo de elasticidade dinâmico ( $E_d \approx 100CBR$ );
- $N$  - número de ciclos de carga, normalmente  $2 \cdot 10^6$

Por fim, estabeleceram-se catálogos de secções estruturais da via, que foram adoptadas por diversas administrações ferroviárias. O primeiro foi desenvolvido pela SNCF, e posteriormente outras redes adoptaram os seus. Estes catálogos incluem indicações específicas sobre a natureza, espessura e características das diferentes camadas a colocar entre a face inferior da travessa e a superfície da plataforma [Pita, 2006].

A prática actual de projecto estabelece um período de dimensionamento, quer se trate de uma construção nova, quer da renovação de uma existente. Neste período de dimensionamento, a via tem que permitir a circulação em condições de segurança e qualidade, apenas com trabalhos de conservação e reabilitação. O estudo de diferentes períodos de dimensionamento, através de uma análise técnico-económica, é fundamental para a escolha do período que minimiza o custo global da obra (construção, renovação e reabilitação) [Fortunato, 2005].

Existem diversos métodos de dimensionamento das camadas de apoio da via-férrea, disponíveis na bibliografia, como por exemplo, a metodologia apresentada na ficha [UIC-719R, 2008], o método de [Li e Selig, 1996], de [Williams e Pérez, 1998] e o método da BR [Selig e Waters, 1994] e [Pita, 2006], desenvolvidos com base na experiência acumulada na construção, exploração, conservação e observação do comportamento das estruturas, no estudo laboratorial dos materiais, na modelação numérica assim como na realização de vários estudos paramétricos.

Mais recentemente, [Esveld, 2001], descreveu um método de dimensionamento simplificado quanto ao dimensionamento da espessura do balastro, que consiste nas seguintes etapas: calcular a tensão máxima vertical na base da camada do balastro, através do método de Odemark (ver 4.2.2); determinar a tensão vertical máxima admissível na base da camada do balastro a partir da expressão de Heukelom e Klomp (equação 4.10); por fim, comparar a tensão vertical máxima na base da camada de balastro, com a correspondente tensão vertical admissível.

Em Inglaterra, [Burrow et al., 2007] comparam cinco métodos para a determinação da espessura das camadas de balastro e sub-balastro usados no dimensionamento da subestrutura ferroviária. Os métodos de dimensionamento usados foram [Li e Selig, 1996], [UIC-719R, 2008], British Railways, Network Rail e West Japan Railways Standards. Para cada metodologia foram feitas comparações de espessura tendo em consideração a condição do solo de fundação, a carga por eixo, a velocidade e a tonelagem acumulada. Nas comparações estudadas, os resultados obtidos mostram uma grande variação na espessura para a camada de balastro e sub-balastro. Apenas o método de [Li e Selig, 1996] apresenta uma variação da espessura em função de todas as variáveis.

O trabalho de [Burrow et al., 2007] mostrou que existem áreas que requerem uma investigação adicional. Estas comportam a caracterização do tráfego, os métodos usados para a determinação das propriedades dos materiais para uma modelação mais adequada do seu comportamento e as cargas por eixo e velocidades cada vez mais elevadas.

Com a evolução dos computadores e dos métodos de cálculo, a análise estrutural de vias-férreas começou a ser efectuada com auxílio de programas comerciais tridimensionais poderosíssimos que possibilitam a análise de estruturas com modelos constitutivos mais complexos de modo a obter um comportamento dos materiais mais próximos da realidade, dado o desenvolvimento que se tem vindo a realizar na modelação numérica assim como a evolução acentuada da capacidade dos computadores.

No final do século passado, diversos autores apresentaram modelações da via-férrea com recursos a modelos comerciais tridimensionais com distintas potencialidades, e que permitiram alguns progressos nas metodologias racionais de dimensionamento e permitiram a definição de recomendações para o projecto de estruturas ferroviárias [Sanguino et al., 1998] [Williams e Pérez, 1998] [Mira et al., 1999].

Ao mesmo tempo que evoluiu a capacidade dos computadores, verificaram-se progressos significativos no domínio da geotecnia que permitiram estudar diversos aspectos relacionados com comportamento dos materiais que constituem as camadas de apoio da via e a fundação. Esse conhecimento tem sido incorporado em estudos em que se recorre a programas de modelação numérica mais sofisticados, como por exemplo, o trabalho de [Fortunato, 2005], onde foram estudados aspectos geotécnicos relacionados com a capacidade de carga da subestrutura da via, na perspectiva da modernização das vias-férreas balastradas, e os trabalhos de [Paixão e Fortunato, 2009] e [Fortunato e Resende, 2006], onde foi possível estudar a resposta elástica não-linear dos materiais e o desenvolvimento de deformações plásticas nas camadas de apoio.

Por outro lado, a introdução da alta velocidade e a importância deste factor na resposta do sistema, levou ao desenvolvimento de métodos numéricos de análise dinâmica de modo a poder simular correctamente a interacção entre o veículo e a via.

Os modelos de análise dinâmica têm vindo a ser desenvolvidos e aplicados por diversos autores, sendo que entre eles, o grau de complexidade varia conforme as necessidades e o tipo de resultados que se pretende obter. Relativamente ao tipo de modelos possíveis e dependendo do tipo de problema que se pretende estudar, poderão realizar-se modelos dinâmicos que representam o comportamento dos veículos, da via e a interacção via-veículo. Uma revisão sobre o desenvolvimento de modelos de interacção via-veículo e a sua aplicação pode ser encontrada em [Ferreira, 2010] [Dahlberg, 2003] [Steffens, 2005].



# Avaliação da subestrutura ferroviária

### 5.1. Considerações gerais

Um dos objectivos deste estudo é de contribuir para uma melhor avaliação de infra-estruturas ferroviárias. Assim, pretende-se aperfeiçoar a interpretação de ensaios de carga com o FWD, de forma a optimizar a análise estrutural das vias-férras.

### 5.2. Métodos de auscultação não destrutivos

Dos diversos métodos de avaliação da capacidade de carga da subestrutura ferroviária, destacam-se o deflectómetro de impacto pesado (FWD), o deflectómetro de impacto ligeiro (DIP). Será dada especial atenção ao primeiro, uma vez que foi o utilizado no caso de estudo.

#### 5.2.1. Deflectómetro de impacto (FWD)

O deflectómetro de impacto é, actualmente, o equipamento mais utilizado para a medição de deflexões no âmbito do estudo da avaliação de capacidade de carga em pavimentos rodoviários e aeroportuários.

Este equipamento foi inicialmente desenvolvido em França, na década de 60. A sua utilização não foi bem sucedida por apresentar algumas dificuldades nas medições das deflexões. Mais tarde, nos anos 70, e com base na experiência francesa, a ideia foi retomada e desenvolvida na Holanda e Dinamarca, tendo sido a Shell (Holanda) uma das primeiras instituições a utilizar o equipamento em estudos de avaliação da capacidade de carga, e, na Dinamarca, foram construídos os primeiros modelos comerciais de FWD, como o PHONIX e o DYNATEST. Em 1969 o método foi adoptado na Suécia e, em 1976, foram realizadas ensaios FWD com o modelo KUAB. Em 1987 a *Foundation Mechanics, Inc* (E.U.A.), iniciou a produção do modelo JILS-FWD. No Japão foram também desenvolvidos deflectómetros de impacto pela KAMATSU. Vários FWD de fabrico próprio foram produzidos, particularmente no Japão e Holanda. Actualmente, os modelos mais generalizados,

são os produzidos pela DYNATEST, CARL BRO (antigo PHONIX) e KUAB [Fontul, 2004] [Antunes, 1993].

A figura seguinte apresenta o equipamento CARL BRO do LNEC, utilizado no caso de estudo.



Figura 5.1: FWD HWD PRI2100 TRAILER

O deflectómetro de impacto consiste num atrelado onde está instalado o sistema de geração de carga e os dispositivos que permitem a medição das deflexões, geofones. A aquisição dos dados e o comando dos ensaios são efectuados no interior do veículo rebocador, no qual estão instalados um computador e outros dispositivos electrónicos. Existem também versões em que todo o equipamento de ensaio está incorporado num veículo adaptado [Grontmij, 2011] [Antunes, 1993].

O ensaio de carga com o FWD consiste na aplicação, à superfície de uma pavimento, de uma força de impulso gerada pela queda de uma massa de determinada altura sobre um conjunto de amortecedores e na medição, da resposta do pavimento através das deflexões resultantes, na referida superfície. Esta força é transmitida através de uma placa circular com 30 ou 45 cm de diâmetro [Antunes, 1993] [Fontul, 2004].

A massa, a altura de queda e o número de amortecedores podem ser ajustados no ensaio. As deflexões são medidas por sensores ou transdutores no local onde é aplicada a carga e em pontos distribuídos por uma viga. O número de pontos e o seu afastamento pode ser variável de acordo com os objectivos do ensaio e de acordo com as características da estrutura a ensaiar (figura 5.2



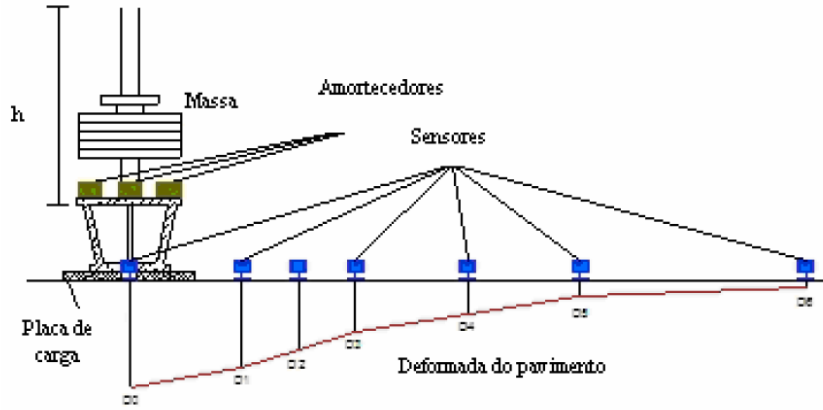


Figura 5.2: Princípio de ensaio com o deflectómetro de impacto [Alves, 2007]

Existem dois tipos de transdutores utilizados nos deflectómetros de impacto: o geofone que mede as velocidades da superfície do pavimento e converte-as em deflexões, por integração do sinal; e o sismómetro, transdutor de deslocamentos sísmicos, que mede directamente as deflexões na superfície do pavimento [Fontul, 2004].

A força de impulso apresenta uma variação ao longo do tempo, que simula o movimento de um veículo a uma velocidade entre 60 e 80 km/h. O valor da força de pico é variável, dependendo do peso, da altura de queda e do sistema de amortecimento. O pico da força pode atingir valores entre 20 e 150 kN. No entanto, existem deflectómetros pesados (HWD) capazes de originar forças de impulso até 250 kN e, outros, designados por SHWD (super pesados) que podem produzir forças até 300 kN, concebidas para ensaios em pavimentos aeroportuários [Fontul, 2004] [Antunes, 1993] [Grontmij, 2011]

A força aplicada em cada ponto de ensaio não corresponde exactamente à força pretendida, deste forma é necessário proceder a uma normalização dos valores de deflexões para a força pretendida, através de equação 5.1 [Fontul, 2004] :

$$D_n = D_m \cdot \frac{F_p}{F_m} \quad (5.1)$$

Em que,  $D_n$  e  $D_m$  são, respectivamente, as deflexões normalizada e medida e  $F_p$  e  $F_m$  são a força padrão e a força medida (em kN).

A medição da temperatura de ensaio é um parâmetro muito importante em subestruturas com misturas betuminosas já que quanto menor for a temperatura, maiores serão os módulos de deformabilidade da mistura betuminosa e consequentemente, menores serão as deflexões registadas [Antunes, 1993] [Fontul, 2004] [Almeida, 1993].

Com a utilização deste equipamento é possível avaliar as condições das diversas camadas que constituem a subestrutura e determinar o comportamento estrutural da mesma, nomeadamente os módulos de deformabilidade das várias camadas, permitindo efectuar estudos de conformidade com determinado projecto e de possíveis reforços a efectuar no local.

O LNEC dispõe actualmente de dois deflectómetros de impacto, o KUAB 150 adquirido nos anos 80 e o FWD HWD PRI 2100 TRAILER da *Grontmij*, mais recente. As características do último apresentam-se na tabela 5.1.

Tabela 5.1: Características técnicas do FWD PRI 2100, adaptado de [Alves, 2007]

Dimensões	
$C \times L \times A$ (m)	$4,30 \times 1,84 \times 1,30$
Peso	1180 kg
Número de eixos	2
Características de carga	
Intervalo de carga	7 - 250 kN
Duração da aplicação da carga	20 - 30 mseg
Sensores de deflexão	
Tipo de sensor	geofones
Número de sensores	9
Sensores de temperatura	
Número de sensores	1 normal e 3 opcionais
Intervalo de mediação de temperaturas	0 °C a 45 °C

### 5.2.2. Deflectómetro de impacto ligeiro (DIP)

Dadas as suas características, o deflectómetro de impacto pesado é um equipamento que, em algumas situações, se torna de difícil transporte e utilização.

Nas obras de renovação de plataformas ferroviárias, estes aspectos são de enorme importância, uma vez que o espaço disponível nas zonas de trabalho é reduzido e existem muitas dificuldades em aceder à plataforma, inviabilizando a utilização deste equipamento.

Desta forma foi desenvolvido um equipamento mais versátil, tal como o deflectómetro de impacto portátil (ver figura 5.3). Embora estes equipamentos só permitam a aplicação de cargas relativamente pequenas, são de utilização muito mais fácil.

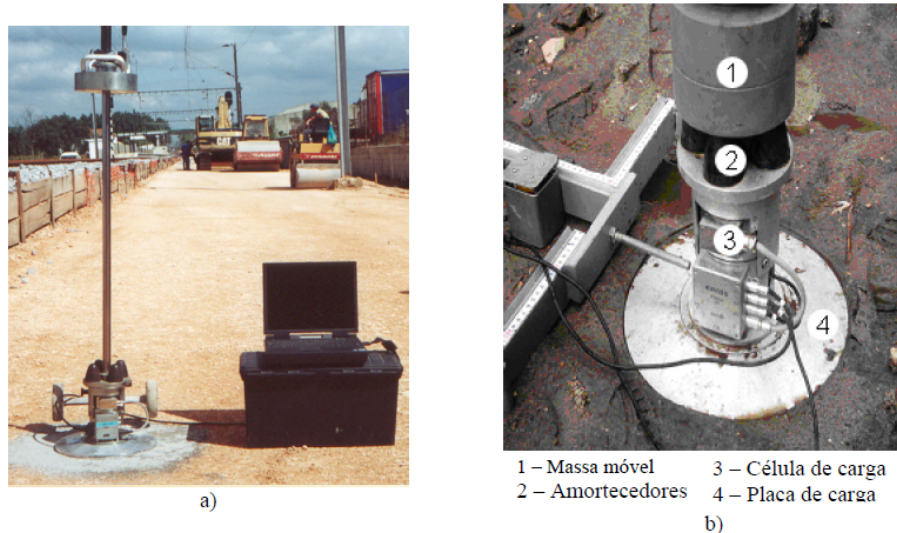


Figura 5.3: Deflectómetro de Impacto Portátil do LNEC: a) aspecto geral; b) pormenor da placa, célula de força, amortecedores e da massa móvel [Fortunato, 2005]

O DIP é normalmente utilizado para a determinação do módulo de deformabilidade das camadas granulares e solos de fundação compactados, sendo útil para o controlo de qualidade na fase de construção [Grontmij, 2011].

Este equipamento é constituído por uma placa circular com um furo central. O diâmetro pode ser de 100, 200 ou 300 mm. Sobre a placa de carga está instalado um cilindro oco, que permite a transferência do impulso à placa, que resulta da queda de uma massa de determinada altura. No sistema de carga está fixo um varão-guia que serve para conduzir uma massa móvel, que é elevada manualmente até uma determinada altura definida (no máximo de 0,80m). Na parte superior do varão-guia existe um dispositivo que assegura a fixação da massa antes do início de cada ensaio e que permite manter constante a altura de queda e o impulso gerado [Fortunato, 2005].

Para a medição das deflexões de pontos à superfície, existe um sistema de três geofones que medem as velocidades, que, por integração no tempo fornecem as deflexões ocorridas na superfície ensaiada. A célula de carga e os geofones estão ligados a um computador portátil que regista a força aplicada e a deflexão dos pontos na superfície da camada.

Para a realização do ensaio o equipamento é posicionado sobre a superfície a ensaiar, a massa é elevada até à altura desejada e é accionado o dispositivo que a liberta. A superfície a ensaiar sob a placa de carga sofre então a aplicação de um impulso dinâmico que provoca a sua deflexão.

A figura 5.4 apresenta um exemplo das curvas, em função do tempo, da força e das deflexões, obtidas em ensaios com o DIP em camadas com agregados britados. O tempo de carga entre o

início e o final do impulso é cerca de 15 ms.

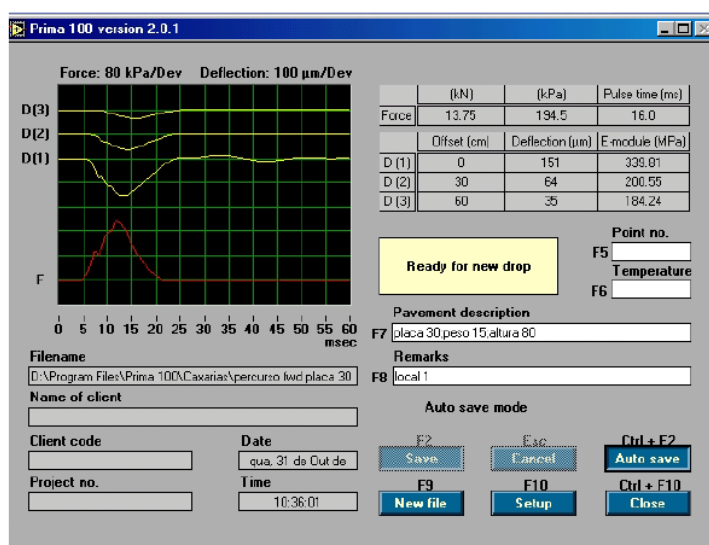


Figura 5.4: Evolução da carga e das deflexões obtidas com o DIP sobre uma camada de sub-balastro [Fortunato, 2005]

### 5.3. Avaliação estrutural com o FWD

O ensaio com o FWD, permite obter bacias de deflexão que traduzem o comportamento estrutural dos pavimentos. Estas bacias são usadas, através do processo de retroanálise, para estabelecer o modelo estrutural, estimando os módulos de deformabilidade de cada camada que constitui a subestrutura. Um dado importante na leitura das bacias de deflexão obtidas através destes ensaios é que as deflexões nos pontos mais afastados do ponto de aplicação da carga dizem respeito ao comportamento das camadas mais profundas, tal como esquematizado na figura 5.5.

Os ensaios de carga com o FWD na análise de pavimentos são utilizados nas seguintes situações [Antunes, 1993]:

- Caracterização dos materiais das diferentes camadas da estrutura durante a fase de construção;
- Estudo do comportamento de uma infra-estrutura no início da fase de exploração para validação do dimensionamento e para referenciação do seu comportamento ao longo da vida útil;
- Avaliação da capacidade de carga de uma infra-estrutura em serviço, tendo em vista a sua modelação estrutural.

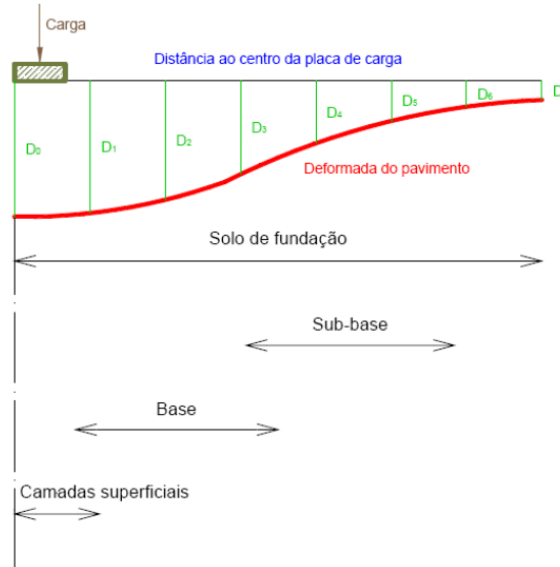


Figura 5.5: Influência das diferentes camadas na bacia de deflexão, adaptado de [Almeida, 1993]

O conhecimento da espessura de cada camada é determinante para todo este processo de análise. Actualmente, além da realização de poços, é possível medir a espessura das camadas com o auxílio do radar de prospecção (GPR) [Fortunato, 2005] [Fontul, 2004].

### Retroanálise e modelação estrutural

Para a estimativa dos módulos de deformabilidade é usado um processo designado de retroanálise, com base nas bacias de deflexão resultantes do registo do FWD [Antunes, 1993] [Almeida, 1993] [Fontul, 2004]. Nesse processo são determinados, por iteração, um conjunto de módulos de deformabilidade cujas deflexões de cálculo se aproximem o melhor possível das deflexões medidas nos ensaios, sob determinada solicitação.

De modo a facilitar o processo de iteração, as diferenças entre as deflexões calculadas e as medidas no ensaio podem ser expressas por uma função de erro:

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{n} \times \sum \left( \frac{d_{ci} - d_{mi}}{d_{mi}} \right)^2} \quad (5.2)$$

Onde  $d_{ci}$  é a deflexão calculada,  $d_{mi}$  é a deflexão medida e  $n$  é o número de deflexões.

A combinação de módulos de deformabilidade que minimiza o valor de  $RMS$  é considerada aquela que caracteriza adequadamente o comportamento da subestrutura. Estes módulos podem ser usados posteriormente para o cálculo das tensões e deformações nos pavimentos.

No início do cálculo, estimam-se os módulos de deformabilidade para cada camada da estrutura tendo em conta o conhecimento das características dos materiais das camadas e do solo de fundação obtidos a partir das sondagens e de ensaios laboratoriais. Considera-se a solicitação aplicada no ensaio, calculam-se as correspondentes deflexões e comparam-se com as deflexões medidas no ensaio. Em função dos desvios dos valores calculados relativamente aos medidos, ajustam-se os valores dos módulos de deformabilidade estimados inicialmente. Repete-se este processo até que os desvios obtidos sejam inferiores a um certo valor e/ou até que a diferença entre os módulos de duas iterações sucessivas seja inferior a um determinado valor [Antunes, 1993].

Este processo é efectuado manualmente, no entanto existem programas de cálculo automático que definem um conjunto de módulos de deformabilidade iniciais (designados módulos semente) directamente a partir dos valores das deflexões dos ensaios [Almeida, 1993] [Ullidtz e Coetzee, 1995].

Tradicionalmente, a retroanálise é efectuada com recurso a programas computacionais baseados na teoria multi-camadas em que a análise estrutural dos pavimentos é estática e permite apenas a consideração do comportamento elástico linear dos materiais. Desta forma, não são tidas em conta o comportamento não linear dos materiais, nem o carácter dinâmico da acção entre outros aspectos como as descontinuidades existentes nos pavimentos.

No entanto, nos últimos anos tem havido um grande esforço na consideração daqueles efeitos na modelação estrutural de pavimentos rodoviários e aeroportuários.

## 5.4. Critérios de ruína

Na avaliação estrutural dos pavimentos rodoviários em serviço, os critérios de dimensionamento são estabelecidos tendo em vista limitar as deformações nos pavimentos que determinam o estado de ruína ou o estado crítico da estrutura no final do período de vida útil considerado no projecto [Fontul, 2004] [Antunes, 1993] [COST333, 2001].

Normalmente, o estado de ruína ou o estado crítico são determinados por critérios de fendilhamento por fadiga nas base das camadas ligadas e de assentamento devido a deformações permanentes nas camadas não ligadas (o solo de fundação).

Assim, para o dimensionamento de pavimentos rodoviários e aeroportuários com base na análise estrutural, os locais onde interessa conhecer as tensões e as deformações induzidas pela passagem do tráfego situam-se na base das camadas ligadas e no topo da fundação [Fontul, 2004] [Antunes, 1993]. Transpondo esta informação para a subestrutura ferroviária (dada a sua semelhança), para vias com sub-balastro betuminoso o conhecimento é equivalente ao referido

anteriormente. No entanto, para sub-balastro granular, importa conhecer as extensões no topo da fundação.

#### 5.4.1. Ruína por fadiga

Os critérios mais usados para a fadiga são os apresentados na tabela 5.2 [Fontul, 2004]:

Tabela 5.2: Principais critérios para leis de fadiga [Fontul, 2004]

Entidade	Lei de fadiga
SHELL	$\varepsilon_f = (0,856V_b + 1,08)E^{-0,36}N_f^{-0,2}$
NOTTINGHAM	$\varepsilon_f = \varepsilon_6 N_f^{-(5,13\log(V_b)+8,63\log(RB)-15,8)^{-1}}$
Asphalt Institute	$\varepsilon_f = 0,0016N_f^{-0,21}$
LCPC	$\varepsilon_f(T, F_r) = k_r k_c k_s \varepsilon_6(10C, 25Hz) \cdot \left(\frac{E(10C)}{E(T)}\right)^{0,5} \left(\frac{N_f}{10^6}\right)^b$
CRR	$\varepsilon_f = G(B') \frac{V_b}{V_b + V_v} \cdot 2,718^{(-5\frac{V_a}{100})} \cdot \left(\frac{N_f}{10^6}\right)^{-a}$

Onde  $\varepsilon_t$  é a extensão máxima horizontal de tracção na base das camadas betuminoas;  $N_t$  é o número admissível de passagens de eixos;  $V_b$  é a percentagem volumétrica de betume;  $AB$  é o ponto de amolecimento anel e bola;  $E$  é o módulo de deformabilidade;  $T$  é a temperatura de referência;  $\varepsilon_6$  é a extensão correspondente à vida de fadiga a  $10^6$  ciclos;  $K_r$ ,  $k_c$  e  $k_s$  são factores de correcção;  $V_a$  é a percentagem volumétrica de agregados;  $V_v$  é o volume de vazios;  $B'$  representa a susceptibilidade de penetração do betume ao tempo de carga;  $G$  é um coeficiente dependente de  $B'$ .

#### 5.4.2. Ruína por deformação permanente

Geralmente as equações para o critério de ruína por deformação permanente expressam a extensão vertical de compressão no topo da fundação em função do número de aplicações de carga. Alguns dos critérios mais utilizados encontram-se na tabela 5.3.

Tabela 5.3: Principais critérios para leis de deformação permanente [Fontul, 2004]

Entidade	Lei de deformação permanente
SHELL	$\varepsilon_z = k_1 N_z^{-0,25}$
NOTTINGHAM	$\varepsilon_z = 0,0216 N_z^{-0,28}$
Asphalt Institute	$\varepsilon_z = 0,0105 N_z^{-0,223}$
LCPC (Pavimentos novos)	$\varepsilon_z = 0,021 N_z^{-0,24}$
LCPC (Reforço de pavimentos)	$\varepsilon_z = 0,028 N_z^{-1/4,1}$
CRR	$\varepsilon_z = 0,011 N_z^{-0,23}$

Onde  $\varepsilon_z$  é a extensão máxima vertical de compressão no topo da fundação;  $N_z$  é o número admissível de passagens de eixos;  $K_1 = 1,8 \cdot 10^{-2}$  para 5% de probabilidade de ruína ou  $K_1 = 2,1 \cdot 10^{-2}$  para 15% de probabilidade de ruína ou  $K_1 = 2,8 \cdot 10^{-2}$  para 50% de probabilidade de ruína

## 5.5. Modelação da subestrutura ferroviária

Neste sub-capítulo faz-se referência a aspectos gerais na modelação por elementos finitos de estruturas em camadas. São descritos os tipos de modelos estruturais utilizados nas subestruturas ferroviárias e o comportamento e modelação dos materiais.

### 5.5.1. Tipos de modelos estruturais

Existem vários modelos estruturais, tais como, unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais, cuja opção depende da geometria e carregamento da estrutura e dos objectivos finais (grau de rigor, tempo computacional) pretendidos na análise estrutural.

Relativamente às estruturas em camadas (pavimentos rodoviários ou subestruturas ferroviárias) apenas se recorre a modelos bidimensionais (axissimétricos) ou tridimensionais.

Relativamente aos modelos axissimétricos, estes reduzem um problema tridimensional a um outro de duas dimensões, em condições específicas de carregamento e geometria. Deste modo, este modelo aplica-se a estruturas de pavimentos com geometria simétrica em relação a um eixo vertical de revolução e com carregamento simétrico em relação ao mesmo eixo. Esta última condição implica que a superfície carregada seja anelar ou circular.

Os modelos tridimensionais são modelos mais complexos em termos de esforço computacional, mas ao mesmo tempo fornecem resultados mais próximos da realidade. Aplicados aos pavimentos rodoviários, permitem vários tipos de solicitações, como carregamentos não simétricos, carregamentos provenientes de rodados duplos. A incorporação destes aspectos na análise de pavimentos permite avaliar, com mais rigor, o seu comportamento na direcção longitudinal. Os modelos tridimensionais só têm aplicação nos modelos de cálculo por elementos finitos ou elementos discretos, enquanto que o modelo axissimétrico pode ser considerado naqueles e nos modelos baseados na teoria multi-camadas.

Na tabela 5.4 e na figura 5.6 indicam-se as extensões de resposta (à qual estão associadas tensões, nas mesmas direcções) que os modelos axissimétricos e tridimensional permitem avaliar.



Tabela 5.4: Extensões nos modelos axissimétrico e tridimensional [Vale, 2004]

MODELO ESTRUTURAL	EXTENSÕES
Axissimétrico	$\varepsilon_z$ - extensão vertical $\varepsilon_r$ - extensão radial $\varepsilon_\theta$ - extensão tangencial $\gamma_{rz}$ - distorção
Tridimensional	$\varepsilon_z$ - extensão vertical $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ - extensões horizontais $\gamma_{xz}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$ - distorção

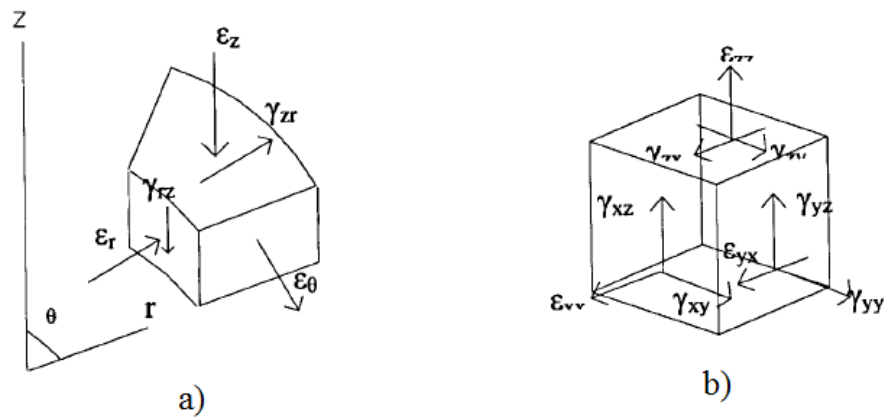


Figura 5.6: Extensões envolvidas nos modelos estruturais: a) axissimétricos; b) tridimensional [Vale, 2004]

Na análise estrutural de pavimentos, pode ser utilizado quer o modelo axissimétrico, no caso de existirem condições de simetria, ou em análises estruturais simplificadas, quer o modelo tridimensional, nos casos de análise geral. O modelo axissimétrico constitui uma simplificação da formulação tridimensional do problema em causa [Vale, 2004].

### 5.5.2. Comportamento e modelação dos materiais

Um dos dados fundamentais para estabelecer um modelo de cálculo tendo em vista o cálculo dos estados de tensão e de deformação induzidas pelas solicitações, são as relações tensão/deformação dos diferentes materiais. Os materiais que normalmente compõem os pavimentos podem dividir-se em dois grandes grupos [Antunes, 1993]:

- os solos e materiais granulares, que exibem comportamentos não lineares, isto é, o seu módulo de deformabilidade depende do estado de tensão. Podem considerar-se dois tipos de comportamentos distintos, caracterizados por diferentes tipos de relações entre os módulos de deformabilidade e os estados de tensão, caso se trate de solos finos, ou se trate de solos granulares e de materiais granulares britados;
- misturas betuminosas, que exibem comportamento viscoelástico, dependendo da temperatura e do tempo de actuação da carga.

#### Materiais granulares e solos

Um dos aspectos que não é considerado nalguns modelos estruturais é o comportamento elástico não linear dos materiais. Na realidade os materiais apresentam um comportamento dependente do estado de tensão, que torna-se importante, como já referido, nos materiais granulares e solos coesivos. Dependendo de aspectos como a granulometria e o teor de humidade, o módulo pode aumentar ou diminuir quando a tensão devido ao carregamento aumenta [Fontul, 2004].

Para materiais granulares, o modelo " $K - \theta$ " é o modelo elástico não linear que, devido à sua simplicidade, é mais utilizado para modelar o comportamento reversível dos materiais granulares, quando sujeitos a ensaios triaxiais com cargas axiais cíclicas e com pressão de confinamento constante. Na sua forma mais simples este modelo é expresso por [Fortunato, 2005] [Correia et al., 2006] [Fontul, 2004]:

$$M_r = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (5.3)$$

Onde  $M_r$  é o módulo resiliente,  $\theta$  é a soma das tensões principais,  $k_1$  e  $k_2$  são parâmetros característicos do material determinados em ensaio.

Para solos coesivos, a não linearidade é geralmente expressa através da expressão 5.4 [Antunes, 1993] [Fontul, 2004].

$$M_r = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (5.4)$$

Onde  $\sigma_d$  é a tensão deviatórica e  $k_2$  é negativo, o que indica que o módulo resiliente decresce com o aumento de  $\sigma_d$ .

Outros modelos podem ser vistos em [Fortunato, 2005] [Vale, 2004].

### **Materiais betuminosos**

A resposta dos materiais betuminosos depende essencialmente do carregamento (nível de tensão e frequência) e da temperatura. Para temperaturas e níveis de tensão baixos e para altas frequências, os materiais betuminosos apresentam comportamento viscoelástico linear, enquanto que, para temperaturas e níveis de tensão elevados e baixas frequências, estes materiais assumem-se viscoelastoplásticos [Vale, 2004].

No entanto, o comportamento viscoelastoplástico não é ainda considerado na análise destas estruturas dadas as elevadas dificuldades de ordem laboratorial (caracterização de um elevado número de parâmetros a partir de ensaios laboratoriais complexos e demorados) e computacional na sua implementação [Vale, 2004].

Para modelar este comportamento, um elemento viscoso, simbolizado por amortecedor de choque, deve ser incluído no modelo, conjuntamente com a componente elástica, simbolizada por molas. O comportamento viscoelástico pode ser assim modelado, considerando estes elementos em série ou em paralelo, conduzindo a resultados mais reais da resposta do pavimento às solicitações de carga dos rodados [Fontul, 2004].

A figura 5.7 a) apresenta o comportamento típico de um material do tipo viscoelástico durante um carregamento de tensão constante. Vários modelos como Kelvin, Maxwell ou Burgers podem ser usados para simular a resposta dos materiais betuminosos. Um dos modelos mais usados é o de Burgers, representado na figura 5.7 b).

O modelo viscoelástico de Burgers é considerado ser suficientemente rigoroso para descrever o comportamento de materiais betuminosos, representando um bom compromisso entre o rigor e a complexidade. São necessários quatro parâmetros respeitantes ao material para caracterizar a resposta do pavimento betuminoso [Fontul, 2004]:

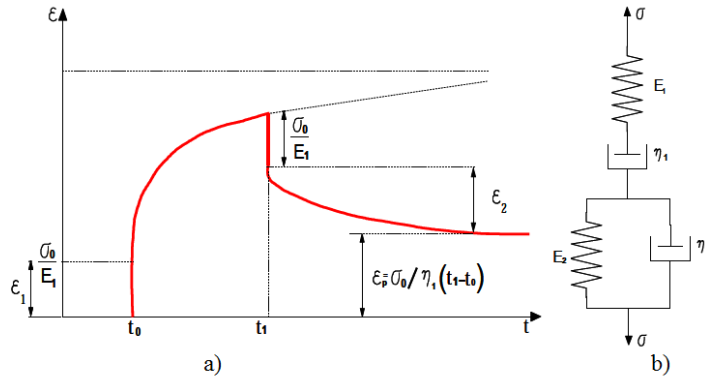


Figura 5.7: Comportamento típico de material viscoelástico e modelo de Burgers [Fontul, 2004]

- extensão elástica imediata  $\epsilon_1$  (caracterizado por  $E_1$ );
- extensão elástica retardada  $\epsilon_2$  (caracterizado por  $E_2$  e  $\eta_2$ );
- extensão permanente  $\epsilon_p$  (caracterizado por  $\eta_1$ )

Estes parâmetros são geralmente determinados com base nas medições de ensaios laboratoriais. Os seus valores não são únicos, dependendo do tipo de carga e da temperatura e não são constantes uma vez que se alteram sob o carregamento repetido.

# Capítulo 6

## Caso de estudo

### 6.1. Considerações gerais

O caso do estudo da presente dissertação compreende duas etapas, uma relativa ao processo de avaliação estrutural, com base nos resultados de ensaios de carga não destrutivos, e outra ao projecto de infra-estruturas novas para alta velocidade. Em ambos os casos são analisados dois tipos diferentes de subestruturas, uma com sub-balastro granular e outra com sub-balastro betuminoso.

O primeiro estudo consiste na realização de cálculos de retroanálise a partir do ensaio de carga com o equipamento Deflectómetro de Impacto (FWD), a sua interpretação, a análise e avaliação comparativa dos resultados obtidos (ponto 6.4), e a estimativa do período de vida útil de duas subestruturas ferroviárias (ponto 6.5). Este estudo foi realizado num modelo físico construído no LNEC, onde foram reproduzidas à escala real duas soluções para subestruturas ferroviárias, nomeadamente, uma solução de via balastrada clássica, com sub-balastro granular, e uma outra solução de via de apoio misto, com sub-balastro betuminoso. Assim, foi possível abordar a viabilidade técnica desta última solução estrutural, sendo esta a solução utilizada nas linhas de alta velocidade italianas.

No âmbito deste caso de estudo foram utilizados diferentes programas de cálculo automático, como o BISAR® que tem por base o modelo multi-camadas e o *software* ANSYS® que tem por base o método dos elementos finitos.

### 6.2. Descrição do modelo físico

Os ensaios foram realizados sobre um modelo físico construído no LNEC. Trata-se de uma fossa quadrada com  $4,0 \times 4,0 m^2$  de área e uma profundidade de cerca de 2,6 m, que se encontra no seu perímetro encerrada por paredes de betão. A figura 6.2 apresenta um corte transversal da fossa de ensaios. O modelo físico contém duas secções, células 1 e 2, de  $2,0 \times 4,0 m^2$  (figura 6.1), onde foram construídas as infra-estruturas ferroviárias (aterro, coroamento e sub-balastro).

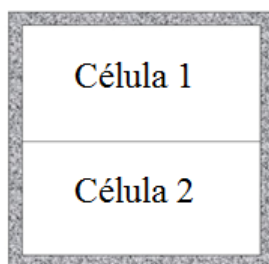
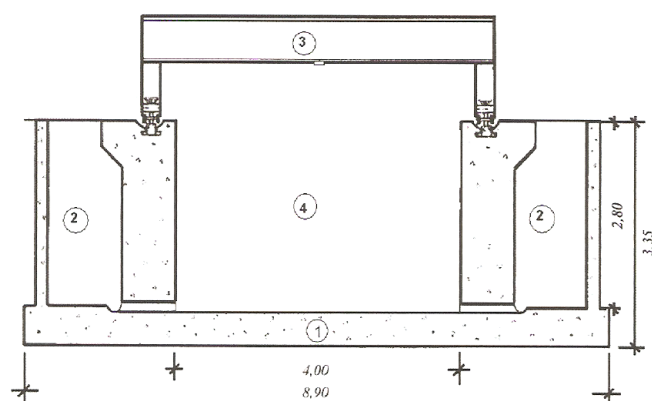


Figura 6.1: Planta da fossa de ensaios do LNEC (sem escala)



- 1 – Laje de betão com 0.55 m
- 2 – Câmara para colocação de água
- 3 – Pórtico de reacção
- 4 – Área para colocação de camadas de solo compactadas

Figura 6.2: Corte esquemáticos das infra-estruturas experimentais [Fortunato, 2005]

Nas células 1 e 2 foram construídas as duas soluções diferentes de subestruturas ferroviárias. Ambas, são idênticas excepto as camadas de sub-balastro, constituídas por materiais granulares para a célula 1, com espessuras de 0,30m e por materiais betuminosos para a célula 2, com espessura de 0,12m, tal como esquematizado na figura 6.3.

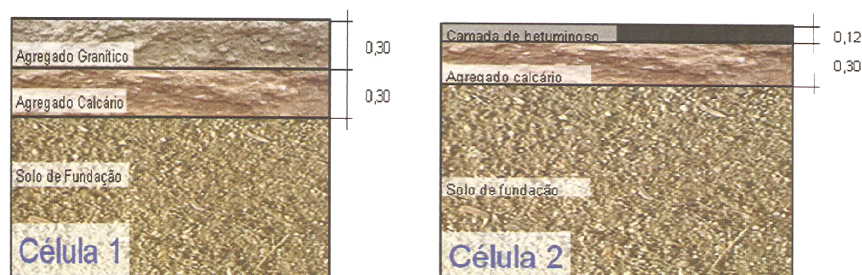


Figura 6.3: Corte esquemáticos das infra-estruturas experimentais [Fontul, 2011]

De seguida, faz-se uma breve descrição da construção das diferentes camadas de materiais.

### 6.2.1. Construção da fundação

Os maciços de fundação da secção 1 foram construídos em camadas de 0,10 e 0,15 m, numa espessura total de 2,00 m para a célula 1 e 1,80 m para a célula 2. Foram utilizados três tipos de solo, nomeadamente, dois com classificação A-2-4 e um outro com classificação A-1-b (classificação AASHTO). No compete geral foram construídas 15 camadas de solo de fundação para a célula 1 e 17 camadas para a célula 2. Foram recolhidas amostras para controlo de qualidade e para a realização de ensaios laboratoriais. A tabela 6.1 apresenta os resultados obtidos em laboratório e a classificação dos solos utilizados. A figura 6.4 apresenta a curva granulométrica dos mesmos.

Tabela 6.1: Resultados dos ensaios laboratoriais sobre os solos

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)	$w_{opt}$ (%)	$\gamma_{dmax}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Classificação	
						AASHTO	UIC
AM1	27,1	17,5	9,6	8,6	20,4	A-2-4 (0)	QS2
AM2	22,8	NP	NP	7,9	20,1	A-1-b (0)	QS2
AM3	24	16,3	7,7	8,8	20,3	A-2-4 (0)	QS2

Onde  $LL$  é o limite de liquidez,  $LP$  é o limite de plasticidade,  $IP$  é o índice de plasticidade,  $w_{opt}$  é o teor em água óptimo (ensaio de Proctor modificado) e  $\gamma_{dmax}$  é o peso volúmico seco máximo.

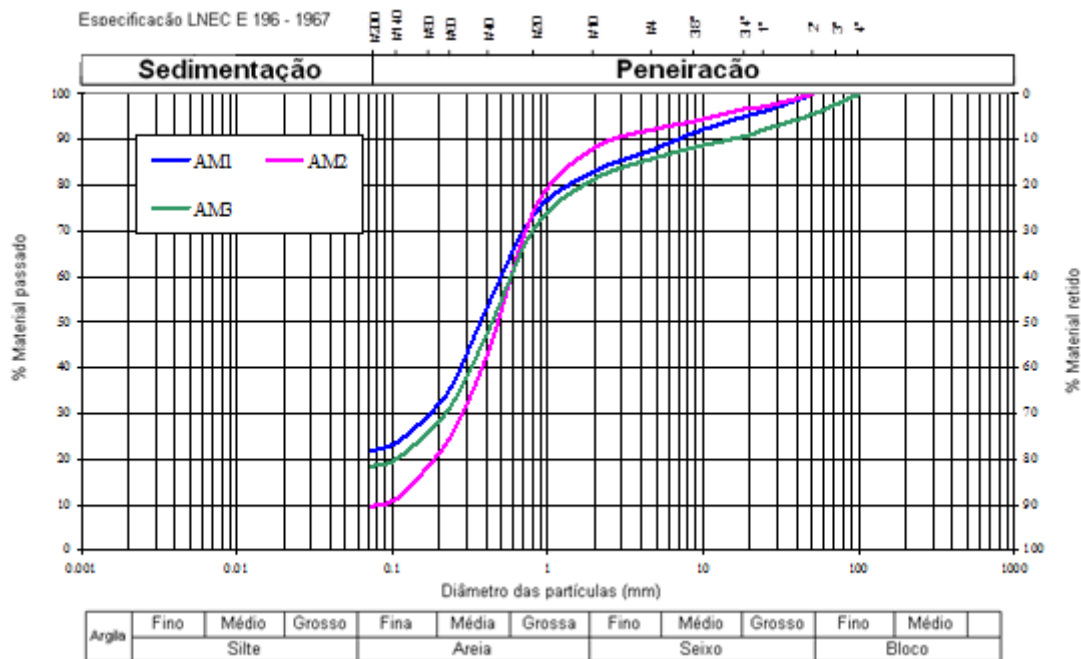


Figura 6.4: Curvas granulométricas dos solos

### 6.2.2. Construção das camadas de coroamento e sub-balastro granular

Os materiais utilizados na construção das camadas de coroamento e de sub-balastro são agregados britados de granulometria extensa (ABGE) de natureza calcária e granítica, respectivamente. O material utilizado na camada de sub-balastro cumpre a especificação técnica da REFER IT.GEO.006, relativa a este tipo de camadas.

Foram construídas camadas a variar entre os 0,10 e 0,15m de espessura, em espessuras totais de acordo com as apresentadas na figura 6.3. Posteriormente foram recolhidas amostras para controlo de qualidade e para a realização de ensaios laboratoriais, cujos resultados estão apresentados na tabela 6.2.

Tabela 6.2: Resultados dos ensaios laboratoriais sobre os materiais calcários e graníticos

Agregado	LA (%)	MDE(%)	EA (%)	MB'(g/kg)	$w_{opt}$ (%)	$\gamma_{dmax}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$P$ (cm/s)
Calcário	27	13	64	0,82	5,2	23,1	$2,6 \times 10^{-4}$
Granito	23	9	61	0,25	5,3	22,4	$1,1 \times 10^{-5}$

Em que  $LA$  é o valor obtido no ensaio de Los Angeles,  $M_{DE}$  corresponde ao ensaio de Micro Deval,  $EA$  é o ensaio equivalente areia,  $MB$  é o azul de metileno,  $MB'$  é o azul de metileno corrigido para a amostra,  $w_{opt}$  é o teor em água ótimo (ensaio de Proctor modificado),  $\gamma_{dmax}$  é o peso volúmico seco máximo e  $P$  é a permeabilidade.

Os valores de compactação relativa para o ABGE calcário atingiram um valor médio de 102 % ao passo que no ABGE granítico o valor médio rondou os 101 %. Estes valores são superiores ao mínimo requerido pela UIC 719R [UIC-719R, 2008], na construção de camadas de sub-balastro com referência ao ensaio de Proctor modificado. Segundo o documento técnico IT.GEO.006 [2007], os materiais utilizados para a camada de sub-balastro granular, devem ter um valor de azul de metileno (MB) multiplicado pela percentagem da fracção passada no peneiro 2 mm, deve ser inferior a 1; o valor de coeficiente de Los Angeles (LA) deve ser inferior ou igual a 25%; o valor do coeficiente de micro-Deval (MDE) de ser inferior ou igual a 18 %; a soma deste dois últimos coeficientes deve ser ainda inferior a 40%; finalmente, o coeficiente de permeabilidade (P) do material a aplicar na camada de sub-balastro, compactado a 100% da baridade seca máxima do Ensaio Proctor Modificado, deve ser menor ou igual a  $10^{-6}m/s$ .

Como se observa na tabela 6.2, o agregado granítico cumpre os requisitos para utilização em camada de sub-balastro.

De seguida apresentam-se as curvas granulométricas para os agregados calcários (figura 6.5) e graníticos (figura 6.6).



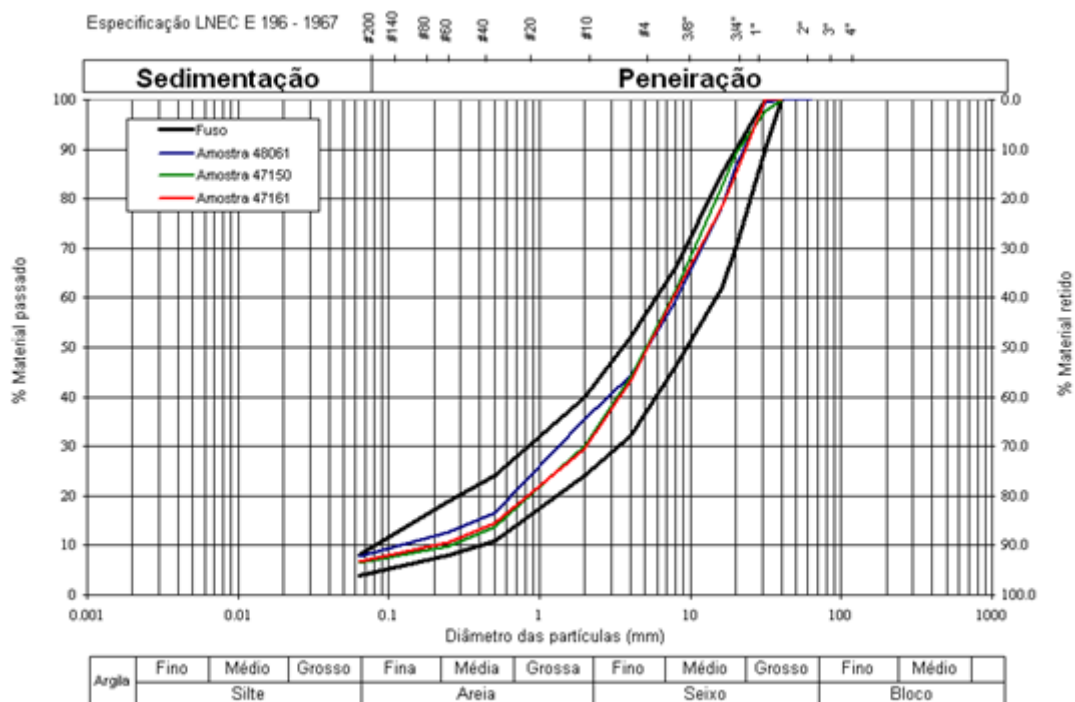


Figura 6.5: Curva granulométrica dos agregados calcários

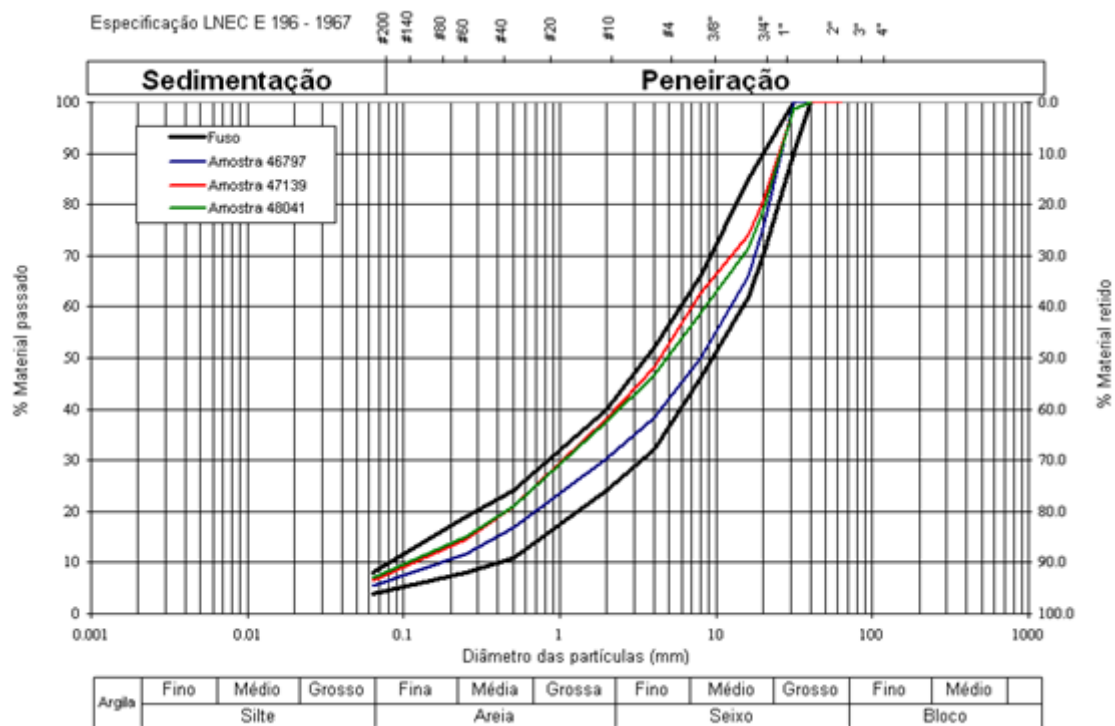


Figura 6.6: Curva granulométrica dos agregados graníticos

### 6.2.3. Construção das camadas de sub-balastro betuminoso

As misturas betuminosas a aplicar nas várias secções tipo definidas anteriormente são do tipo AC 20 base 50/70 (MB). Optou-se por aplicar um tipo de mistura betuminosa, com agregado calcário, relativamente corrente em obras de pavimentação rodoviária como camada de base, que satisfaça os requisitos estruturais e funcionais a que uma camada de sub-balastro deveria obedecer. Foram recolhidas amostras para o controlo de qualidade e ensaios laboratoriais ([Freire e Mendes, 2011]), sendo a curva granulométrica dos agregados apresentada na figura 6.7

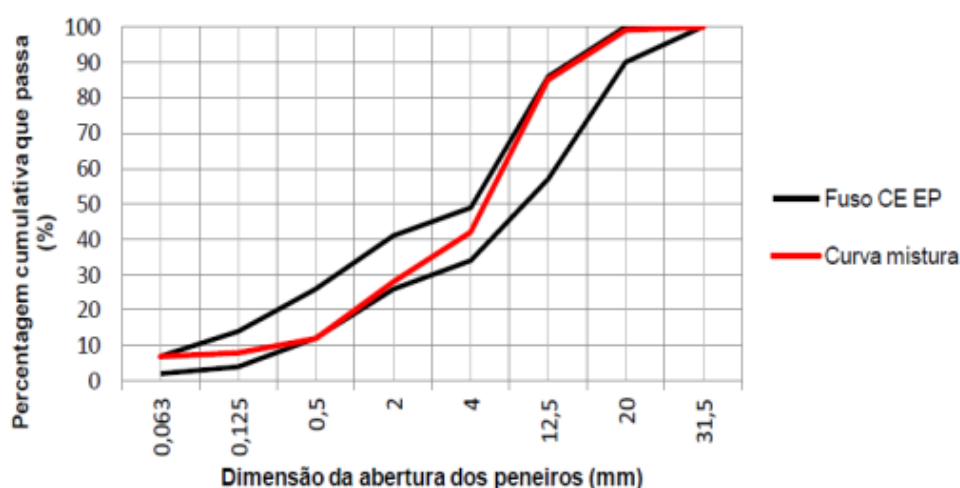


Figura 6.7: Curva granulométrica dos agregados da mistura betuminosa [Freire e Mendes, 2011]

### 6.3. Ensaio com o FWD

Nos ensaios com o FWD as deflexões foram medidas por nove transdutores sendo um no centro da placa (D1) e os restantes oito afastados do centro da placa de carga em 30, 45, 60, 90, 120, 150, 180 e 210 mm. A placa utilizada no ensaio foi uma placa flexível de 450 mm. A temperatura média na altura do ensaio, da camada de misturas betuminosas foi de 23 °C.

Foram efectuados ensaios em seis pontos distanciados aproximadamente de 0,50 m, nas duas células. Os vários pontos foram designados por A,B,C,D,E e F, tal como esquematizado figura 6.8. Em cada ponto, foram utilizadas várias alturas de queda de forma a aplicar quatro níveis de pressão diferentes, entre 160 e 520 kPa e foram realizadas cinco quedas para cada um dos níveis de pressão. De forma a simplificar a apresentação dos resultados foi adoptada uma nomenclatura para a designação de determinado ponto de ensaio. Desta forma e como exemplo, o ponto A na célula 1 será designando por C1A, e assim sucessivamente.

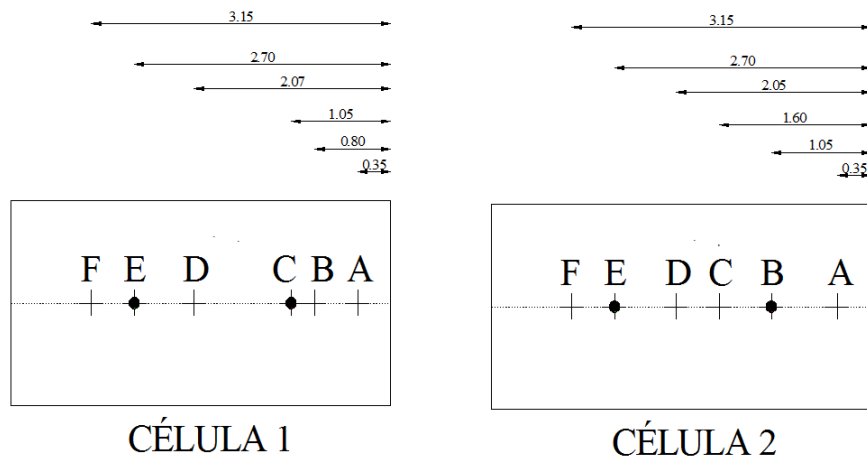


Figura 6.8: Esquema elucidativo dos pontos de ensaios nas células 1 e 2

Como já foi referido anteriormente, as deflexões obtidas foram normalizadas. Nas figuras 6.9 a 6.16, apresentam-se os valores das deflexões ao longo do alinhamento para os diferentes níveis de pressão.

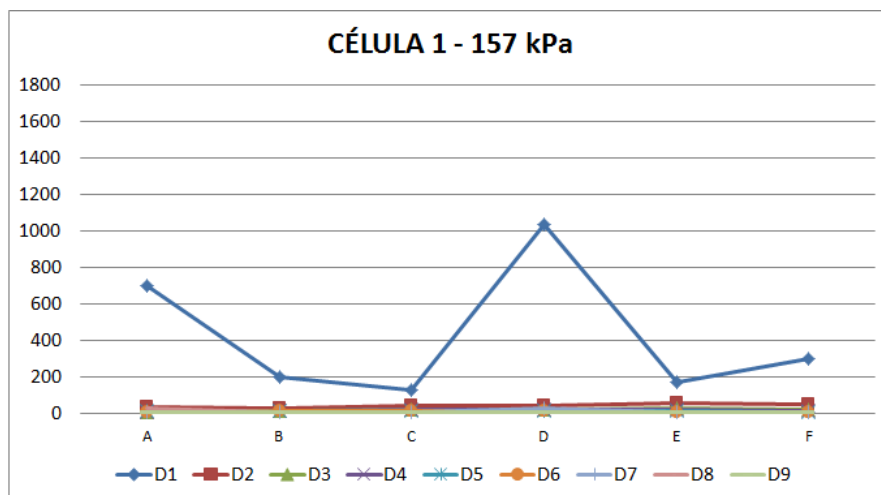


Figura 6.9: Célula 1; Pressão 157

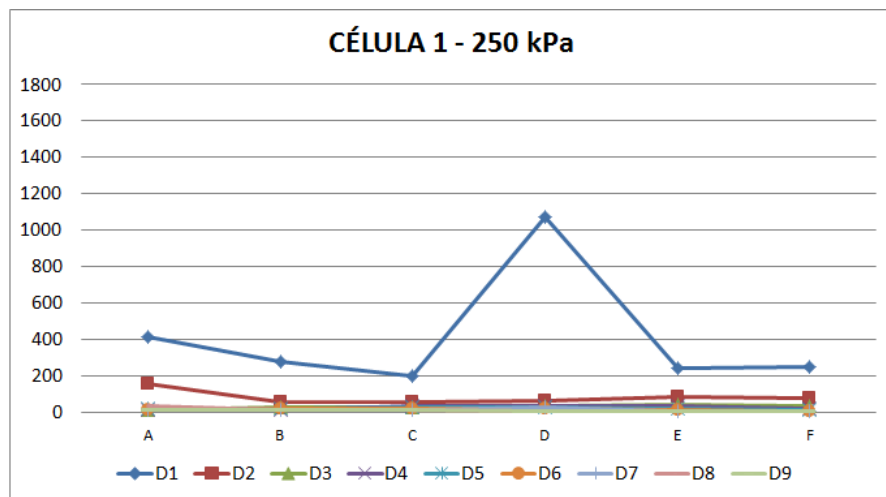


Figura 6.10: Célula 1; Pressão 250

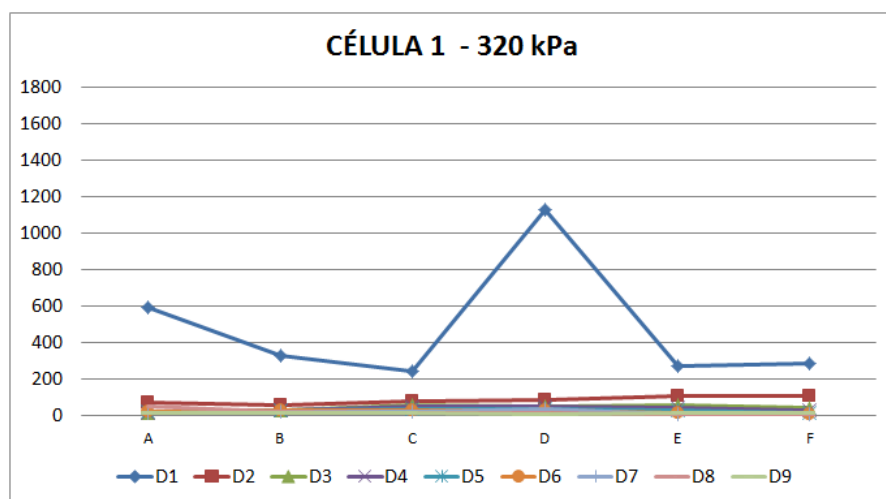


Figura 6.11: Célula 1; Pressão 320

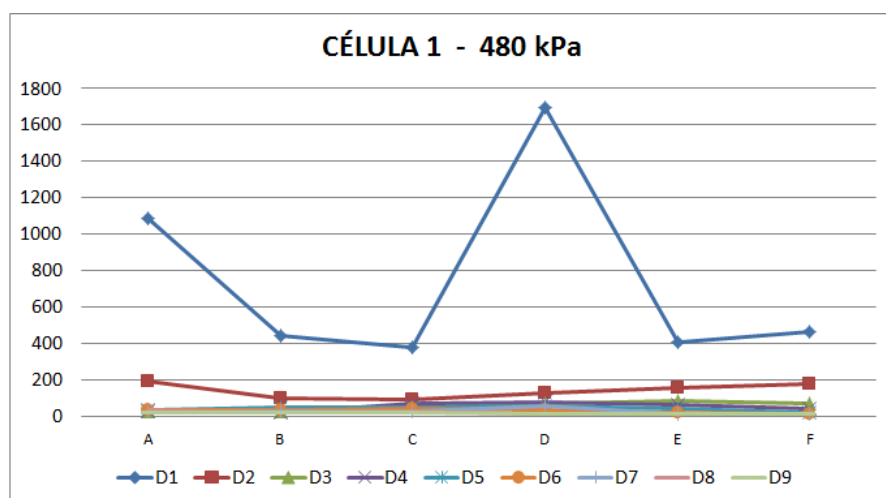


Figura 6.12: Célula 1; Pressão 480

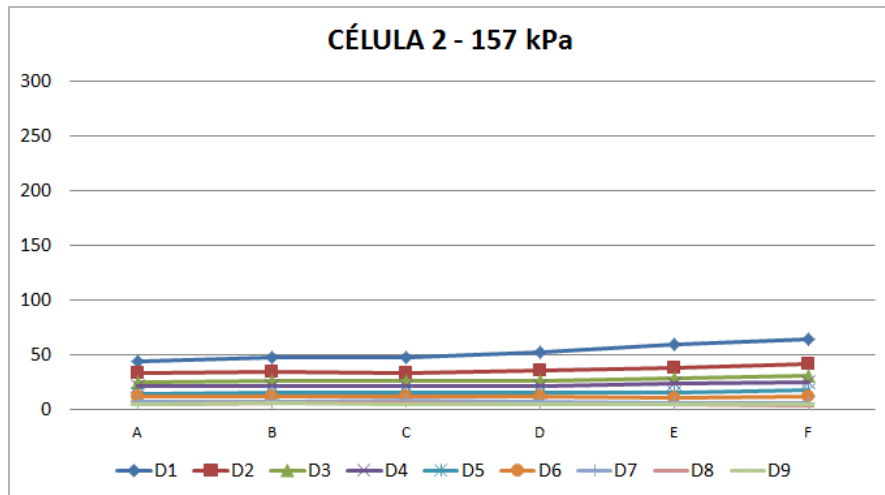


Figura 6.13: Célula 2; Pressão 157

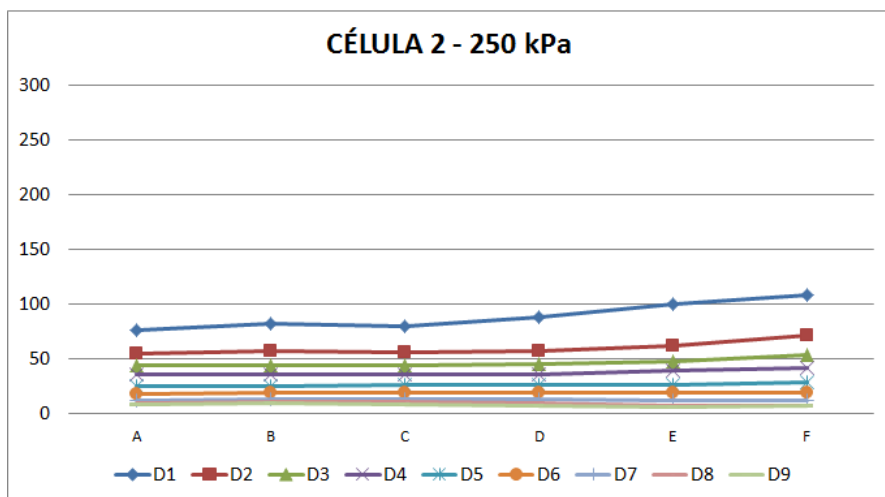


Figura 6.14: Célula 2; Pressão 250

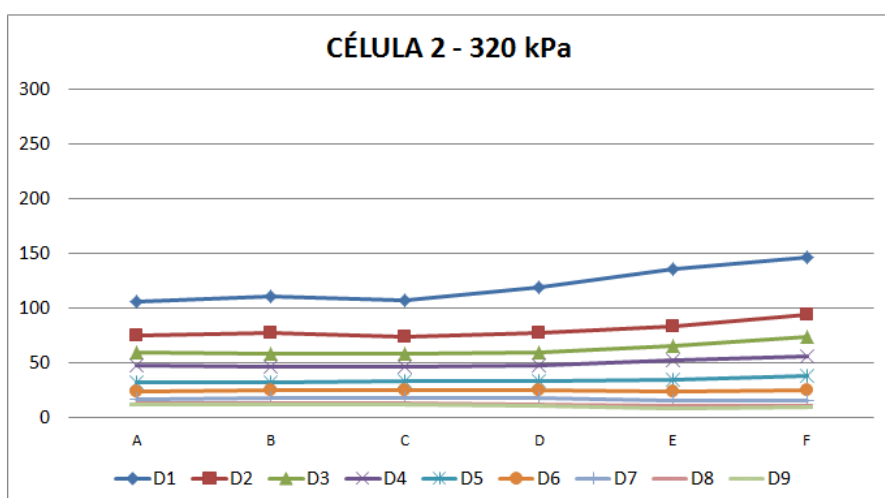


Figura 6.15: Célula 2; Pressão 320

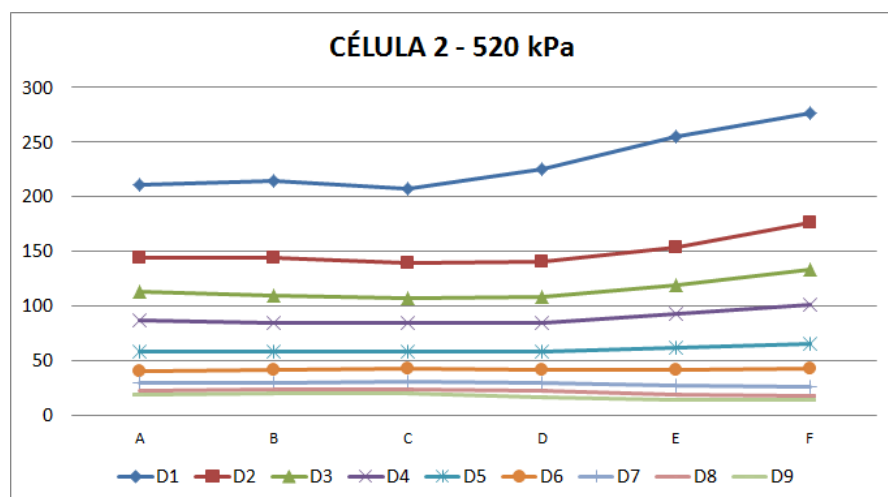


Figura 6.16: Célula 2; Pressão 480

Da análise destes resultados verifica-se que na célula 1, principalmente na da deflexão medida pelo geofone D1, existe uma grande variabilidade de resultados associada provavelmente ao tipo de material ensaiado. Dado que se trata de um material granular o assentamento dos geofones é influenciado pela irregularidade da superfície.

## 6.4. Modelação numérica e Retroanálise

Nesta fase foram analisados e interpretados os resultados obtidos com o FWD nas duas subestruturas ferroviárias. Com o objectivo melhorar a retronálise foram desenvolvidos dois modelos numéricos em elementos finitos, que são descritos de seguida mais pormenorizadamente. Na modelação numérica foram ainda objectos de estudo, o tipo de modelo estrutural e o tipo de curva do impacto dinâmico.

### 6.4.1. Modelação numérica

#### Modelos estruturais

Como já foi referido anteriormente, foram desenvolvidos dois modelos numéricos, um modelo 2D, tendo em conta a axissimetria e um modelo 3D. No desenvolvimento destes dois modelos numéricos teve-se em conta as condições do carregamento, neste caso, o carregamento do FWD. A adopção de um modelo em 3D surge do facto de este ser mais realista, exigindo, no entanto, maiores esforços computacionais e de tempo, ao contrário do modelo axissimétrico (2D). Refere-se ainda que a retroanálise é geralmente realizada com programas de cálculo automático (BISAR®, ELSYM®, etc) que são igualmente desenvolvidos tendo em conta a axissimetria. Desta forma pretende-se avaliar se o modelo 2D será realmente a melhor opção.

Relativamente ao modelo 2D, a malha foi constituída por elementos rectangulares com 8 pontos nodais do tipo *PLANE82* (figura 6.17).

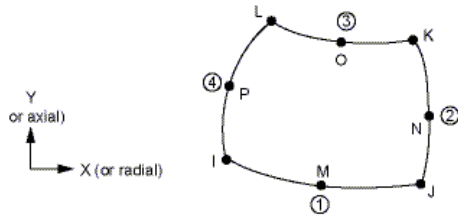


Figura 6.17: Tipo de elemento de oito nós PLANE 82

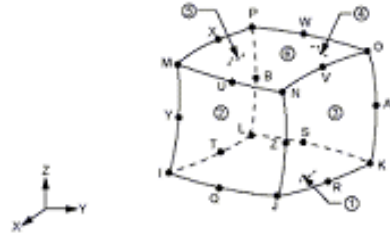


Figura 6.18: Tipo de elemento de vinte nós SOLID 186

Em relação às condições de fronteira, foi considerada a existência de apoios rígidos na base a estudar, com restrição dos deslocamentos na direcção vertical e horizontal, e apoios rígidos nos limites laterais, com restrição de deslocamentos horizontais.

A figura 6.19 apresenta um exemplo de malha do modelo axissimétrico de elementos finitos com o código desenvolvido.

O código desenvolvido permite desenvolver a malha de elementos finitos de forma automática, com base nas espessuras das camadas e no número de subdivisões destas pretendido pelo utilizador. O número de subdivisões é fixo para as camadas. No entanto, uma vez que a espessura das camadas vai aumentando à medida que se desce em profundidade, a dimensão dos elementos aumenta também, minimizando assim o número de elementos finitos, sem perda de precisão nos resultados.

Esta malha de elementos descreve 1/4 da estrutura do pavimento, dada a dupla simetria da geometria e do carregamento.

Em relação ao modelo 3D, a malha foi constituída por elementos quadrangulares com 20 pontos nodais do tipo *SOLID 186* (figura 6.18).

Em relação às condições de fronteira, foi considerada a existência de apoios rígidos na base a estudar, com restrição dos deslocamentos na direcção vertical e horizontal, e apoios rígidos nos limites laterais, com restrição de deslocamentos horizontais.

A figura 6.20 apresenta um exemplo de malha do modelo 3D de elementos finitos com o código desenvolvido.

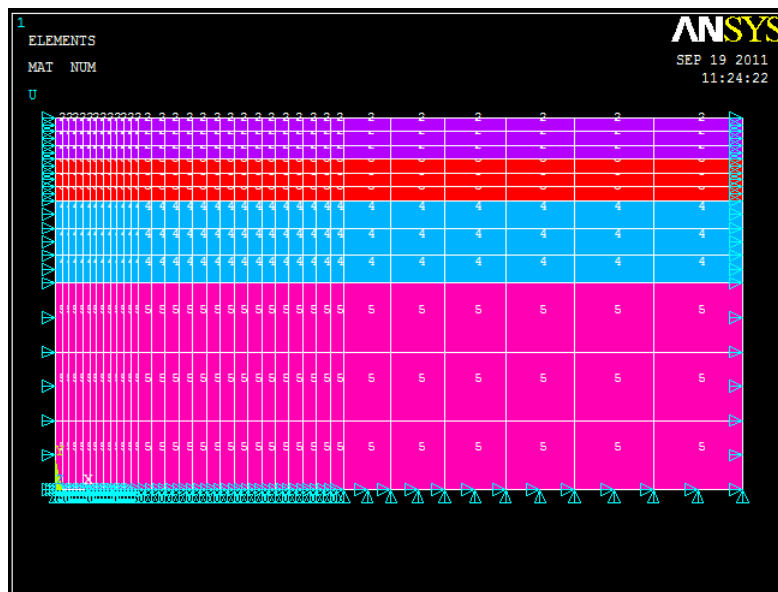


Figura 6.19: Exemplo de malha 2D de elementos finitos desenvolvida no ANSYS®

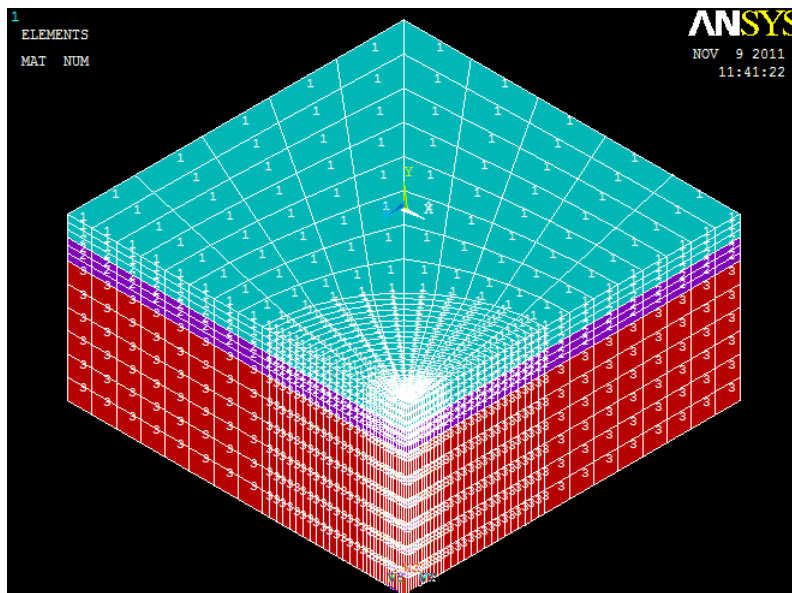


Figura 6.20: Exemplo de malha 3D de elementos finitos desenvolvida no ANSYS®



### Estudo do tipo de modelo estrutural

Com os modelos numéricos desenvolvidos no ANSYS® foi realizado um estudo de modo a perceber qual seria o modelo estrutural a adoptar para efeitos de cálculo de deflexões e retroanálise. O gráfico da figura 6.21, mostra que não existe praticamente diferenças entre os resultados dos dois modelos estruturais.

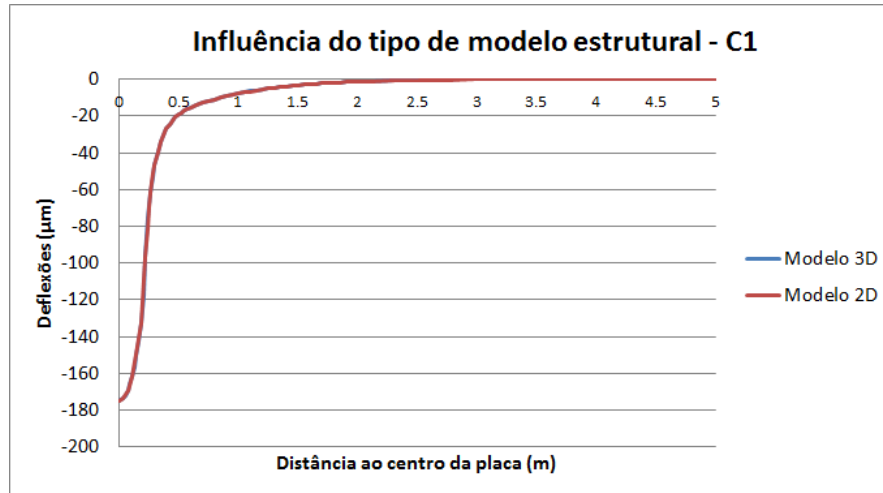


Figura 6.21: Influência do tipo de modelo estrutural nas deflexões calculadas - C1

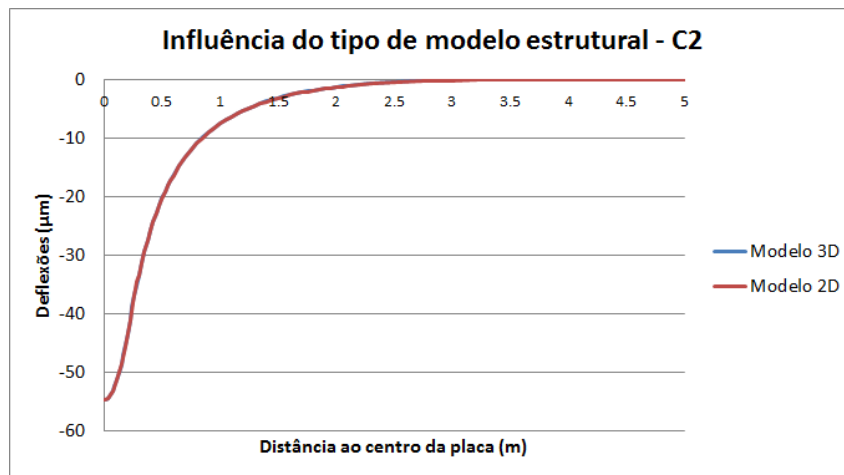


Figura 6.22: Influência do tipo de modelo estrutural nas deflexões calculadas - C2

Relativamente à posição dos geofones, as tabelas 6.3 e 6.4 demonstra que o erro entre o modelo 3D e 2D é relativamente baixo.

Assim para efeitos de retroanálise optou-se por utilizar o modelo 2D axissimétrico, uma vez que permite menor tempo de processamento.

Tabela 6.3: Erro relativo entre as deflexões do modelo 2D e do modelo 3D para a estrutura da célula 1

Posições (m)	Deflexões ( $\mu m$ )		Erro (%)
	Modelo 2D	Modelo 3D	
0	-175,07	-174,92	0,1
0,30	-46,37	-46,49	-0,2
0,45	-22,39	-22,38	0,0
0,60	-15,45	-15,43	0,1
0,90	-9,22	-9,21	0,1
1,20	-5,54	-5,53	0,2
1,50	-3,29	-3,28	0,3
1,80	-1,92	-1,90	0,6
2,10	-1,07	-1,06	1,2

Tabela 6.4: Erro relativo entre as deflexões do modelo 2D e do modelo 3D para a estrutura da célula 2

Posições (m)	Deflexões ( $\mu m$ )		Erro (%)
	Modelo 2D	Modelo 3D	
0	-54,69	-54,70	0,0
0,30	-33,31	-33,31	0,0
0,45	-22,80	-22,80	0,0
0,60	-16,23	-16,22	0,0
0,90	-8,96	-8,96	0,0
1,20	-5,22	-5,22	0,1
1,50	-3,08	-3,08	0,2
1,80	-1,80	-1,79	0,3
2,10	-1,01	-1,01	0,8

### Modelos de materiais

Em relação à modelação dos materiais, foi tido em conta apenas o comportamento elástico linear dos materiais. A consideração de todos os materiais como elástico lineares corresponde a uma aproximação, uma vez que os materiais betuminosos exibem viscoelasticidade, e os materiais granulares têm comportamento elástico mas não linear. No entanto, Mehta e Roque [2003], citado por Vale [2004] referem que o rigor da estimativa dos módulos de deformabilidade dos materiais não é gravemente afectada por esta consideração. A não-linearidade dos materiais granulares revela-se pouco significativa em pavimentos novos ou e no caso das forças, no ensaio com o FWD, sejam relativamente baixas, tal como referido por Hassan et al. [2003], citado por Vale [2005].

### Modelo de carregamento

No âmbito deste trabalho, a modelação do ensaio com o FWD foi realizada tendo em conta uma acção estática e uma acção dinâmica. Nestas duas, as pressões foram aplicadas directamente sobre a superfície a ensaiar, não modelando separadamente a placa do equipamento. A acção dinâmica foi, ainda, alvo de estudo com objectivo de adoptar a melhor curva de impacto dinâmico. Refere-se ainda que foi desprezado o amortecimento das camadas e que as densidades ( $\rho$ ) adoptadas foram de 2,3 para a camada de sub-balastro granular, 2,35 para a camada de coroamento, 2,05 para os solos de fundação e 2,28 para a camada de sub-balastro betuminoso, valores assumidos com base nos ensaios laboratoriais realizados sobre os materiais utilizados no modelo físico.

### Estudo do tipo de curva de impulso dinâmico

Para a modelação desta acção no *software* ANSYS®, o impulso tem que ser dividido em vários pontos, que são designados de *load steps* [ANSYS, 2005]. Desta forma recorreu-se ao histórico de carregamento registado pelo equipamento e procedeu-se à construção da curva de impulso. O equipamento regista a evolução da curva em intervalos de 0.25 ms. A consideração de todos os pontos permite uma aproximação mais realista, no entanto de modo a reduzir o tempo de cálculo e simplificar a introdução dos dados no ANSYS® estudaram-se dois tipos de curvas exemplificadas na figura 6.23.

Foram efectuados dois cálculos para uma determinada estrutura, com estas duas curvas (3 pontos e 15 pontos). Os resultados, em termos de deflexões, evidenciaram uma ligeira diferença entre os dois tipos de curvas, como mostra a figura 6.24.

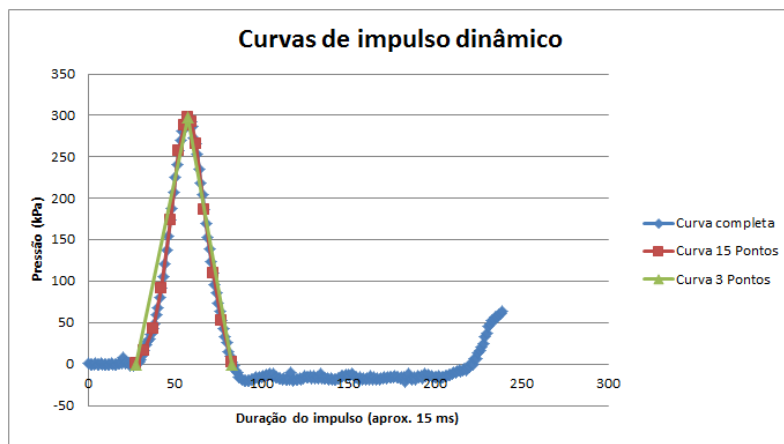


Figura 6.23: Exemplo de curvas de impulso dinâmico

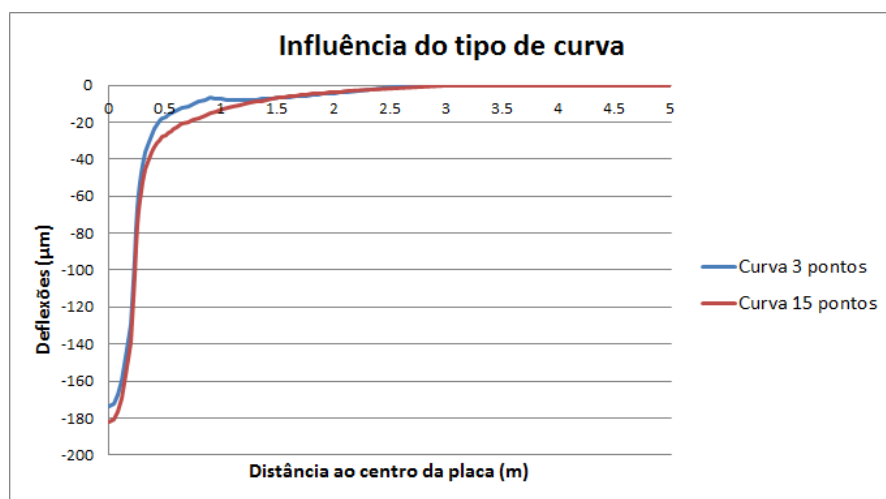


Figura 6.24: Influência do tipo de curva nas deflexões calculadas

Desta forma, optou-se por utilizar a curva de impacto dinâmico com 15 pontos.

### 6.4.2. Retroanálise

#### Consideração de acção estática (AE)

Para efeitos do cálculo de retroanálise foram escolhidos dois pontos de ensaio para cada célula, nomeadamente os pontos C1C, C1E, C2B e C2E. Foram escolhidos estes pontos uma vez que é nesta localização onde há menor irregularidade nos resultados, como já referido anteriormente, podendo considerar estas localizações como representativas. Foi também nestas localizações que foram realizados outros ensaios para análise de comportamento das estruturas que se encontram em processamento (ensaio de carga cíclicos).

O estabelecimento de um modelo de comportamento estrutural é conseguido através do processo de retroanálise que consiste na determinação de um conjunto de módulos de deformabilidade correspondentes às camadas de uma estrutura predefinida. São estabelecidos valores iniciais de módulos, e posteriormente, estes são ajustados por iteração para as deflexões de cálculo convergirem o melhor possível às deflexões medidas nos ensaios. O processo é dado por concluído quando os desvios entre as deflexões medidas e calculadas são inferiores a um determinado valor. Os programas de cálculo utilizados no estudo foram o BISAR®, para a análise estática, e o ANSYS® para análise estática e dinâmica.

Refere-se ainda que para efeitos de cálculo do erro (RMS), foram desprezadas as deflexões medidas pelos geofones D6 a D9 para as medições realizadas nos pontos C1C e C2B, uma vez que quando aplicada a carga nestes pontos de ensaio, os referidos geofones estavam fora das células do modelo físico, não sendo representativos e podendo desta forma influenciar os resultados.

Os módulos de deformabilidade iniciais ( $E_{inicial}$ ) para a retroanálise foram escolhidos dentro de determinada gama de valores típicos para cada material e encontram-se na tabela 6.5. Os respectivos valores para o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) foram fixos para todas as análises.

A tabela 6.6 apresenta, como exemplo, os resultados do cálculo de retroanálise efectuado para os ensaio de FWD para uma pressão de 250 kPa.

Nas figuras 6.25 e 6.26 estão representados graficamente exemplos de deflexões que correspondem aos módulos retroanalizados para a pressão de 250 kPa (ver tabela 6.6).

Da análise das figuras 6.25 e 6.26 observa-se que as diferenças obtidas pelo BISAR® e pelo ANSYS® são pequenas pelo que se verifica a validação do modelo de elementos finitos.

Tabela 6.5: Valores iniciais para o modelo estrutural

Célula 1			
Camada	Espessura (m)	$E_{inicial}$ (MPa)	$\nu$
1	0,3	340	0,3
2	0,3	120	0,3
3	1,8	80	0,3

Célula 2			
Camada	Espessura (m)	$E_{inicial}$ (MPa)	$\nu$
1	0,12	4000	0,35
2	0,3	120	0,3
3	2	80	0,3

Tabela 6.6: Módulos retroanalizados com acção estática - Pressão 250 kPa

Ponto de ensaio	Módulos retroanalizados (MPa)			RMS (%)
	Camada 1	Camada 2	Camada 3	
C1C	430	900	430	21,96
C1E	350	780	400	7,28
C2B	9500	1100	395	14,30
C2E	7600	850	380	14,70

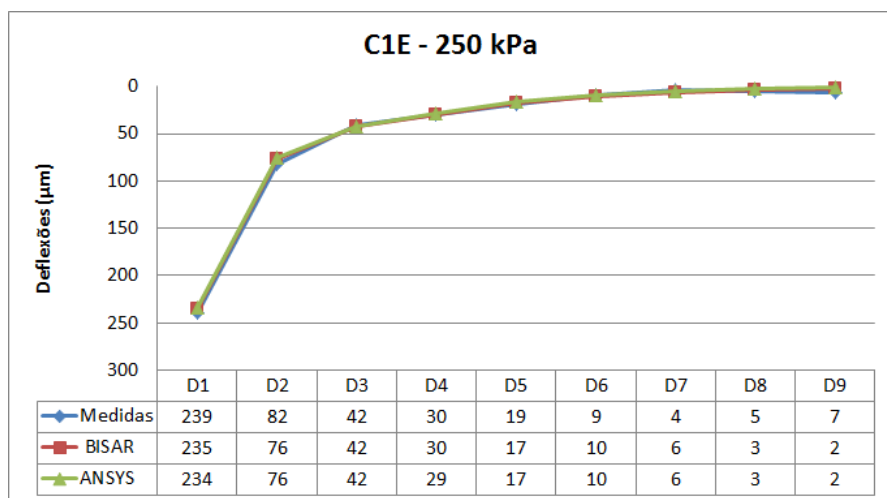


Figura 6.25: Deflexões no ponto C1E para uma pressão de 250 kPa

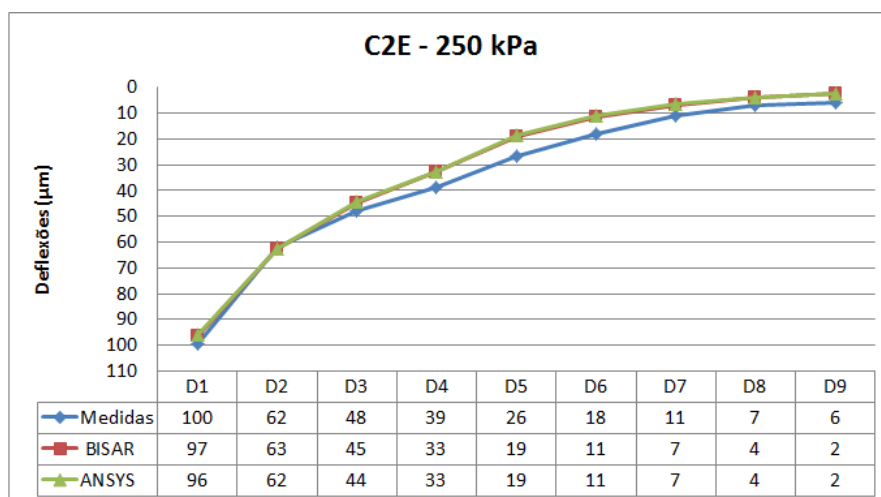


Figura 6.26: Deflexões no ponto C2E para uma pressão de 250 kPa

Nalguns casos não foi possível obter um valor do RMS relativamente baixo, uma vez que para ajustar as deflexões num dado ponto, ter-se-ia que optar por valores não realistas dos módulos ou valores não coerentes com os outros ensaios realizados na mesma estrutura.

Da análise dos resultados do FWD para diferentes níveis de carregamento (figuras 6.27 a 6.30), verifica-se que em geral os valores dos módulos das camadas granulares para a célula 1 tendem a aumentar com o aumento do nível de carregamento. Quanto à célula 2, observa-se uma ligeira tendência de diminuição de módulos da camada de betuminoso principalmente no ponto C2E.

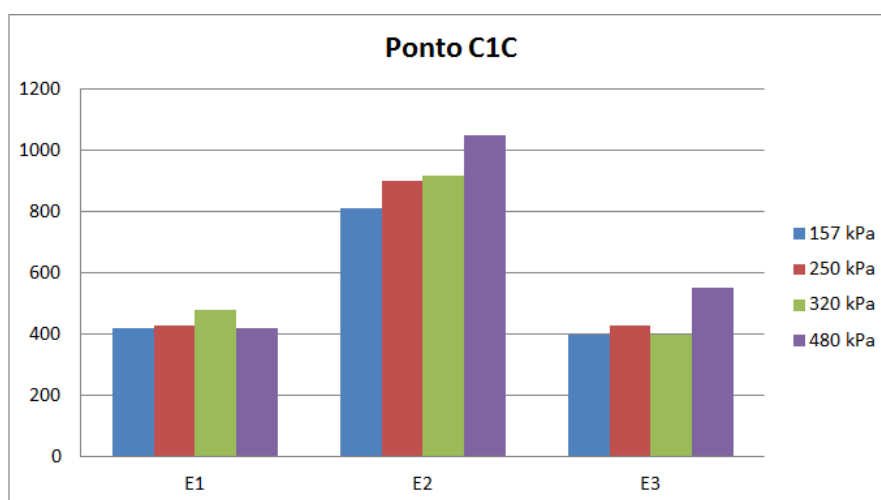


Figura 6.27: Módulos obtidos por retroanálise para os vários níveis de carga para o ponto C1C

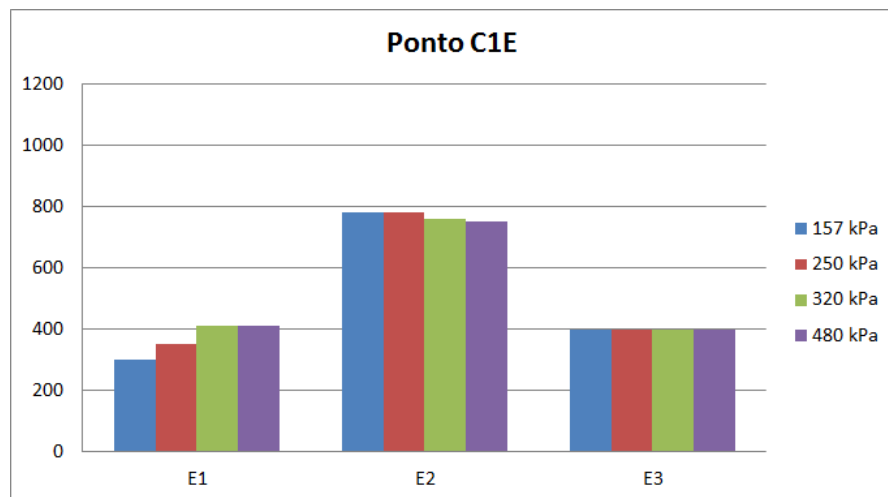


Figura 6.28: Módulos obtidos por retroanálise para os vários níveis de carga para o ponto C1E

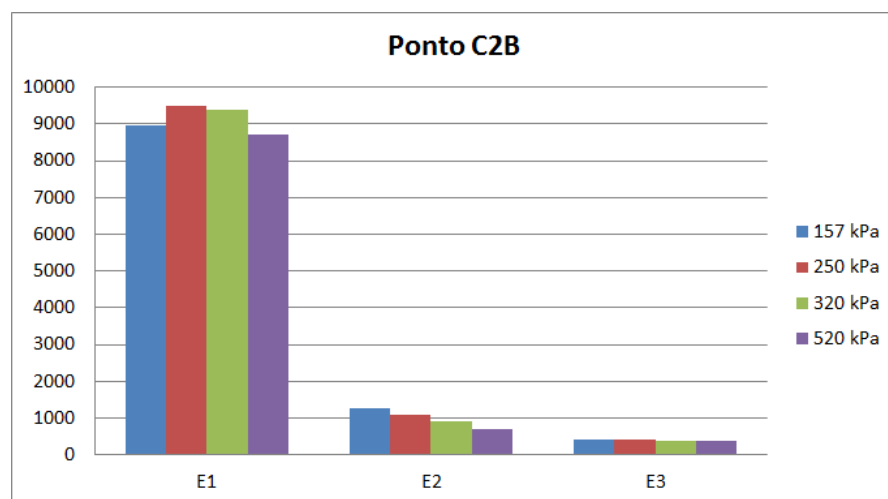


Figura 6.29: Módulos obtidos por retroanálise para os vários níveis de carga para o ponto C2B

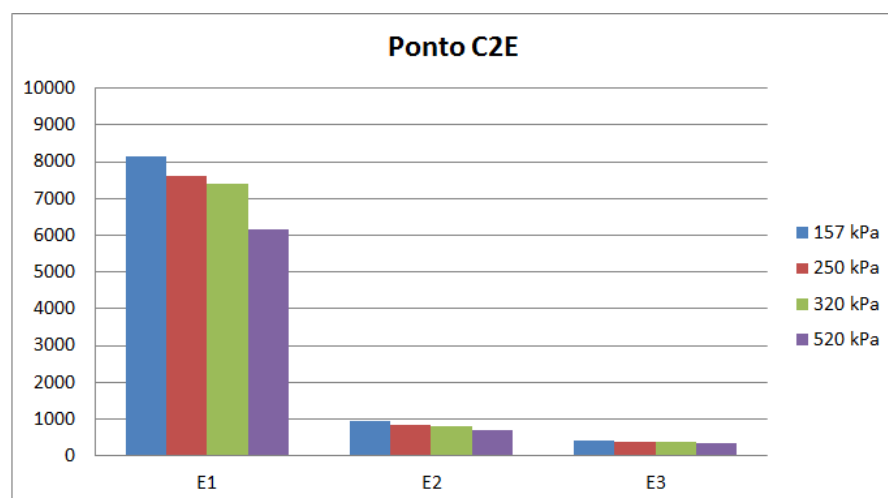


Figura 6.30: Módulos obtidos por retroanálise para os vários níveis de carga para o ponto C2E



As figuras 6.31 e 6.32 apresentam os módulos obtidos para os pontos estudados, para a célula 1 e célula 2, respectivamente.

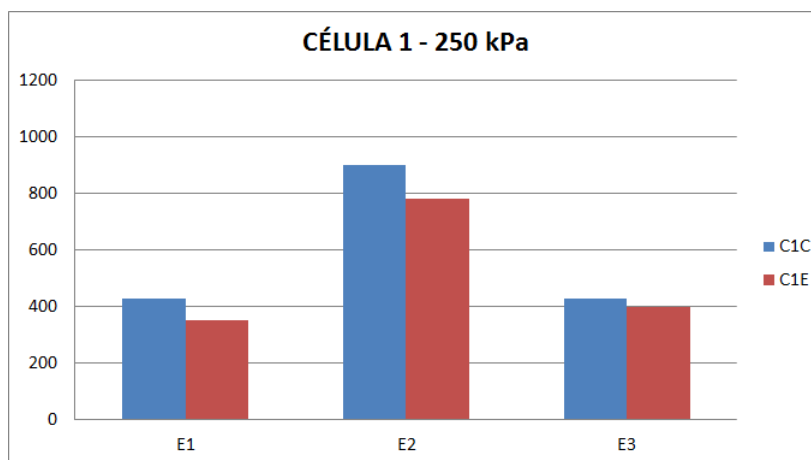


Figura 6.31: Módulos obtidos por retroanálise nos pontos C1C e C1E, para uma pressão de 250 kPa

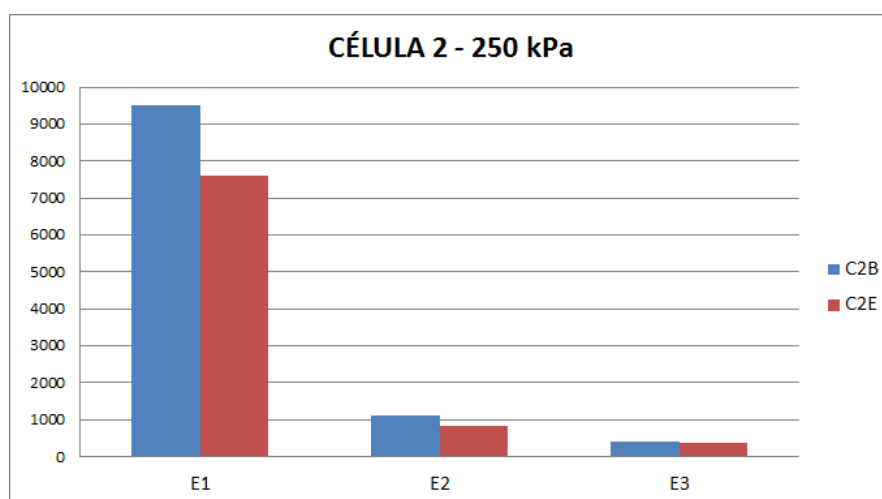


Figura 6.32: Módulos obtidos por retroanálise nos pontos C2B E C2E, para uma pressão de 250 kPa

### Consideração da acção dinâmica (AD)

Para a retroanálise tendo em conta a acção dinâmica do ensaio com FWD foram analisados os pontos C1E e C2E para vários níveis de pressão. A acção dinâmica foi estabelecida de acordo com o disposto anteriormente no sub-capítulo 6.4.1. Com base no histórico de carregamento registado FWD foram traçadas diversas curvas de impulso para cada teste (ponto de ensaio e nível de pressão).

Os módulos retroanalizados para as duas células estão apresentados na tabela 6.7. Da análise dos resultados obtidos para diferentes níveis de carregamento (figuras 6.33 e 6.34), verifica-se que em geral, como observado anteriormente na análise estática, os valores dos módulos de deformabilidade das camadas granulares para a célula 1 tendem a aumentar com o aumento do nível de carregamento. Quanto à célula 2, observa-se uma ligeira tendência de diminuição de módulos de deformabilidade da camada de misturas betuminosas.

Tabela 6.7: Módulos retroanalizados com acção dinâmica

Pressão de pico (kPa) <i>(referência)</i>	Ponto de ensaio	Módulos retroanalizados (MPa)			RMS (%)
		Camada 1	Camada 2	Camada 3	
196	C1E	350	1100	600	16,89
298	C1E	400	1100	600	15,63
385	C1E	420	1100	600	10,81
586	C1E	490	1100	600	6,24
192	C2E	7800	1100	600	7,39
298	C2E	6400	950	600	7,56
384	C2E	6400	900	600	10,81
623	C2E	5200	700	600	11,17

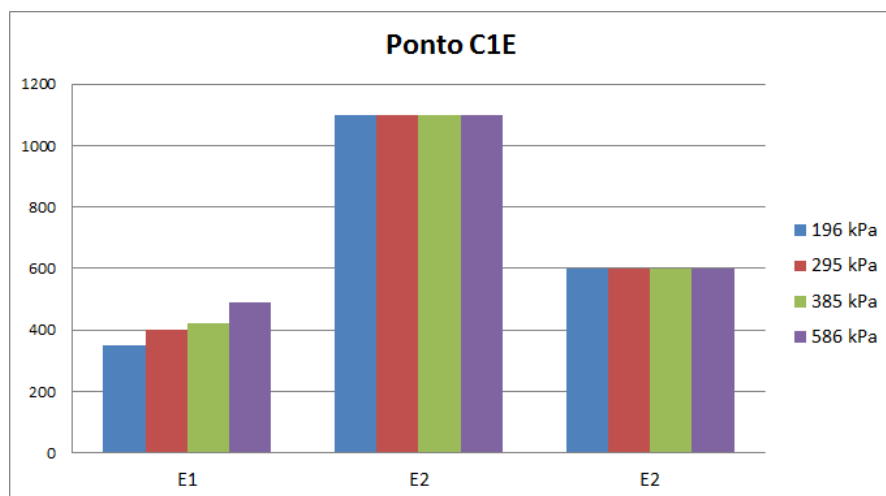


Figura 6.33: Módulos obtidos por retroanálise para os vários níveis de carga para o ponto C1E

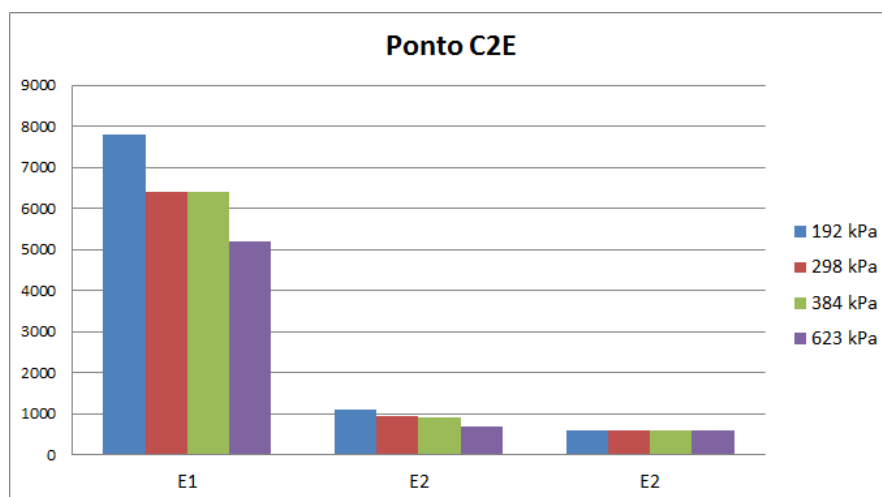


Figura 6.34: Módulos obtidos por retroanálise para os vários níveis de carga para o ponto C2E

Os módulos de deformabilidade das misturas betuminosas obtidos nos processos de retroanálise, tanto para a acção estática como para a dinâmica, estão de acordo com a gama de valores (entre 7652 e 11053 MPa) obtidos em ensaios de tracção indirecta por compressão diametral em laboratório, sobre amostras extraídas do modelo físico [Freire e Mendes, 2011].

De modo a comparar a resposta da estrutura entre a acção estática e acção dinâmica, foram determinadas as deflexões para as duas estruturas e para os mesmos níveis de carregamento. No que se refere à acção estática considerou-se a pressão de pico de cada nível de carga.

Com a modelação numérica foi possível obter, a título de exemplo, os resultados representados pelas figuras 6.35 e 6.36.

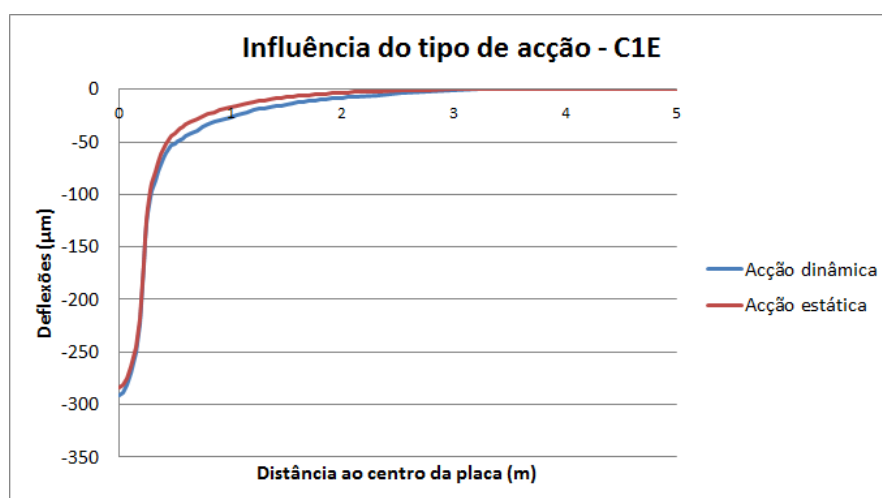


Figura 6.35: Comparação entre acção estática e dinâmica para a célula 1 - 385 kPa

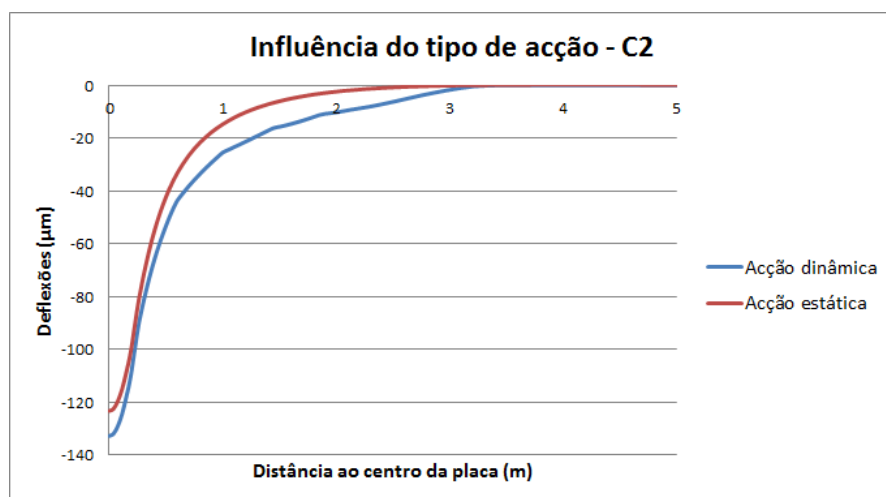


Figura 6.36: Comparação entre acção estática e dinâmica para a célula 2 - 385 kPa

Verificou-se que de uma forma geral a acção dinâmica produz maiores deflexões na estrutura, ou seja, esta apresenta um comportamento mais flexível. A tabela 6.8 e 6.9 apresenta o erro relativo entre as deflexões considerando a acção estática e a acção dinâmica para as estruturas das células 1 e 2, respectivamente.

Tabela 6.8: Erro relativo entre as deflexões AD e AE para a estrutura da célula 1

Posições (m)	Deflexões ( $\mu m$ )		Erro (%)
	Acção dinâmica	Acção estática	
0	-291,05	-284,28	-2
0,30	-96,49	-88,53	-9
0,45	-57,07	-48,00	-19
0,60	-44,86	-33,79	-33
0,90	-29,52	-20,17	-46
1,20	-20,17	-12,41	-63
1,50	-14,45	-7,61	-90
1,80	-10,06	-4,57	-120
2,10	-7,12	-2,64	-170

Tabela 6.9: Erro relativo entre as deflexões AD e AE para a estrutura da célula 2

Posições (m)	Deflexões ( $\mu m$ )		Erro (%)
	Acção dinâmica	Acção dinâmica	
0	-132,76	-123,30	-8
0,30	-82,16	-72,34	-14
0,45	-58,93	-47,92	-23
0,60	-43,58	-33,19	-31
0,90	-29,27	-17,76	-65
1,20	-21,35	-10,22	-109
1,50	-15,70	-6,00	-162
1,80	-12,00	-3,49	-244
2,10	-9,46	-1,96	-383

## 6.5. Estudo do comportamento durante a vida útil

No âmbito deste trabalho foram consideradas duas fases distintas de análise para cada tipo de subestrutura ferroviária, nomeadamente, a fase de construção e a fase de exploração. Em ambas as fases, o estudo requer a determinação das extensões de tracção ao nível da base das camadas betuminosas ( $\varepsilon_t$ ) e extensões de compressão ao nível do topo da fundação ( $\varepsilon_c$ ), para posteriormente determinar o número admissível de eixos padrão ( $N$ ) como visto no sub-capítulo 5.4. Para a determinação das extensões, foram desenvolvidos dois modelos numéricos, um correspondente a cada fase, que serão descritos resumidamente mais à frente.

A importância da análise na fase construção deve-se ao facto do sub-balastro estar sujeito a grandes solicitações que actuam directamente no topo desta camada. Estas solicitações provêm da circulação de veículos pesados no âmbito dos processos de instalação dos diferentes constituintes da superestrutura e da catenária.

Relativamente à fase de exploração ou utilização, a importância da sua análise tem que ver, naturalmente, com o comportamento da estrutura face ao tráfego ferroviário.

### 6.5.1. Modelação numérica para a fase de construção

O tipo de modelo estrutural adoptado foi o 3D (ver figura 6.37). Este modelo foi desenvolvido de forma semelhante ao modelo descrito no ponto 6.4.1, mas para diferentes condições de carregamento. Para a modelação dos materiais foi tida mais uma vez em conta o comportamento linear elástico para todos os materiais.

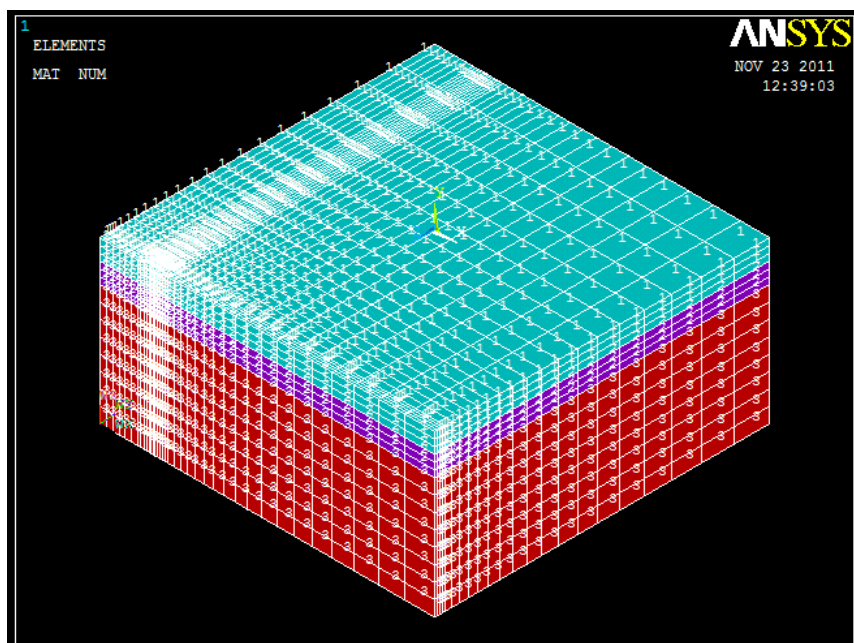


Figura 6.37: Modelo 3D em elementos finitos, para acção tráfego rodoviário

Para o modelo de carregamento, foi considerado o eixo padrão de 130 kN, normalmente utilizado para o dimensionamento de pavimentos flexíveis rodoviários, esquematizado na figura 6.38, em que a definição dos parâmetros é descrita na tabela 6.10.

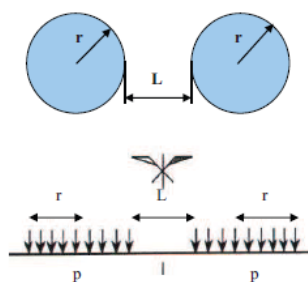


Figura 6.38: Modelo de carregamento de um eixo padrão de 130 kN, adaptado de [Fontul, 2010a]

Tabela 6.10: Eixo padrão de 130 kN, adaptado de [Fontul, 2010a]

Eixo	L (mm)	r (mm)	p (kPa)
130 kN	125	125	662

De modo a calibrar e validar o modelo numérico desenvolvido no ANSYS®, foi realizado um estudo onde se compararam as extensões obtidas com este modelo e com o *software* BISAR®, para as estruturas das células 1 e 2. Foram assim utilizados os módulos obtidos por retroanálise dinâmica para as pressões mais baixas relativas a cada célula (ver tabela 6.7).

Neste estudo, o modelo de carregamento no ANSYS® foi considerado quadrangular ver figura 6.39, uma vez que é o que mais se aproxima do circular. Refere-se, novamente, que esta consideração foi tida em conta apenas para efeitos de validação e calibração do modelo.

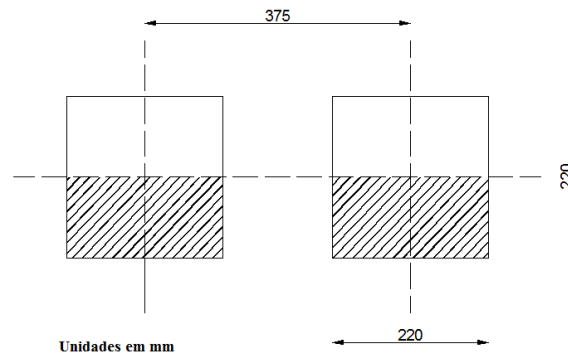


Figura 6.39: Área de contacto quadrangular no modelo 3D

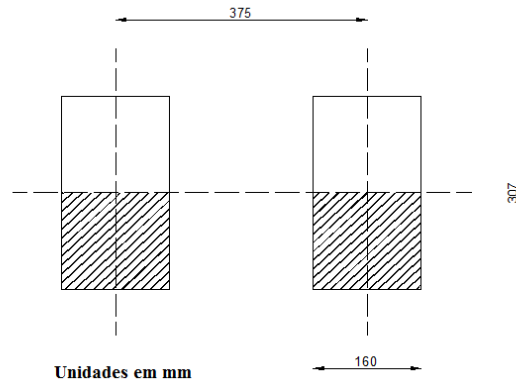


Figura 6.40: Área de contacto rectangular no modelo 3D

As extensões obtidas na direcção do eixo de simetria dos rodados e na direcção da metade de uma roda, para os dois métodos de cálculo, são as apresentadas na tabela 6.11. Da sua análise verifica-se que o erro relativo entre os dois métodos é relativamente baixo, pelo que se verifica a validação do modelo desenvolvido. Verifica-se também que as extensões máximas de compressão no topo da fundação obtêm-se na direcção do eixo de simetria e que as extensões de tracção na camada de betuminoso obtêm-se na direcção de metade da roda.

Tabela 6.11: Erro relativo entre as extensões obtidas pelo ANSYS® e pelo BISAR®

Célula 1				
Localização	Direcção	BISAR®	ANSYS®	Erro (%)
Topo da fundação	eixo	$-1,15 \times 10^{-4}$	$-1,15 \times 10^{-4}$	0,3
	roda	$-1,04 \times 10^{-4}$	$-1,03 \times 10^{-4}$	0,0
Célula 2				
Localização	Direcção	BISAR®	ANSYS®	Erro (%)
Topo da fundação	eixo	$-1,23 \times 10^{-4}$	$-1,22 \times 10^{-4}$	0,5
	roda	$-1,12 \times 10^{-4}$	$-1,12 \times 10^{-4}$	-0,4
Base da camada de betuminoso	eixo	$6,71 \times 10^{-5}$	$6,82 \times 10^{-5}$	0,3
	roda	$7,56 \times 10^{-5}$	$7,56 \times 10^{-5}$	0,0

Para os cálculos das extensões, tendo em conta a fase de construção, modelou-se o carregamento, considerando uma área de contacto rectangular (ver figura 6.40), que se aproxima mais das condições reais de contacto, isto é, da área de contacto elíptica. Assim, foi adoptada uma área rectangular com a razão, entre largura e o comprimento, mais próxima de 0,60 [Vale, 2004].

### 6.5.2. Modelação numérica para a fase de exploração

O modelo utilizado para esta fase foi desenvolvido pelos autores Paixão e Fortunato [2009], sendo adaptado às características das estruturas estudadas neste trabalho. A figura 6.41 apresenta o modelo tipo utilizado. A tabela 6.12 indica as propriedades dos materiais adoptadas para a superestrutura. Relativamente à modelação dos materiais, foi considerado o comportamento elástico e linear para todos os materiais.

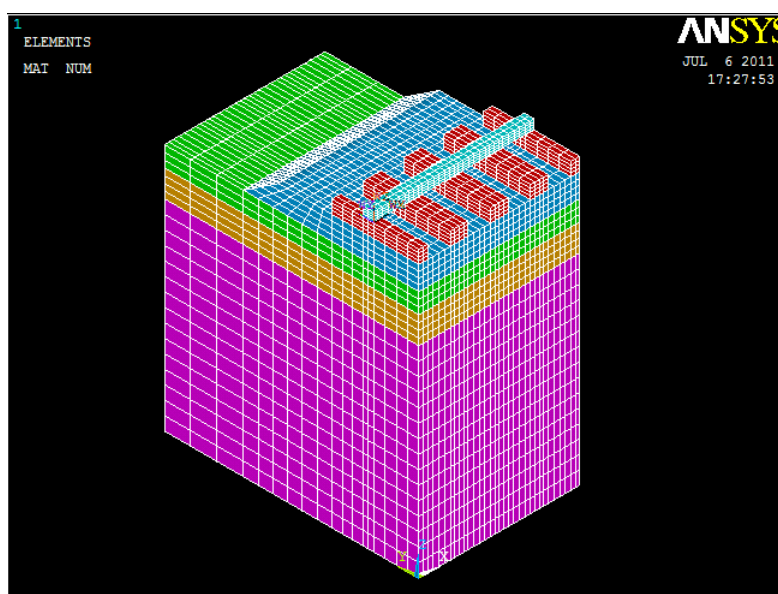


Figura 6.41: Modelo 3D em elementos finitos, [Paixão e Fortunato, 2009]



Tabela 6.12: Propriedades dos materiais utilizados para a superestrutura [Paixão e Fortunato, 2009]

Material	Características
Carril UIC60	$E = 210GPa$ ; $\nu = 0,3$ ; $L = 0,15$
Travessa monobloco B70	$E = 64GPa$ ; $\nu = 0,25$ Espaçamento da travessa = $0,60m$
Rigidez das palmilhas	$k_{pa} = 100kN/mm$
Balastro	$E = 130MPa$ ; $\nu = 0,2$ ; Espessura = $0,35m$

Para a modelação da carga teve-se em conta o comboio de alta velocidade TGV com o peso de  $17ton$  por eixo, conforme descrito na tabela 3.1. A carga total ( $Q_{total}$ ) foi determinada através das expressões 3.8 a 3.11. Os vários parâmetros utilizados para a equação 3.7, foram os apresentados na figura 3.7, que correspondem às características de uma via e veículo de alta velocidade francesa.

A tabela 6.13 apresenta o resultado final do cálculo.

Tabela 6.13: Determinação da carga total por roda

$Q_e$ (kN)	$\sigma_{\Delta Q_S}$ (kN) (0,13)	$\sigma_{\Delta Q_{NS}}$ (kN)	$Q_{din}$ (kN)	$Q_{total}$ (kN)
83	11	2	22	105

Desta forma obteve-se uma carga total de 105 kN por roda exercida no carril. Dada as condições de simetria foi aplicado no topo do carril uma carga de 52,5 kN.

### 6.5.3. Modelo estrutural obtido por retroanálise

#### Substrutura com sub-balastro granular

Neste tipo de estrutura interessa conhecer as extensões de compressão ao nível do topo de fundação, tendo em conta o critério de rotura de deformação permanente. Foi usado o método da SHELL apresentado na tabela 5.3, com  $K_1 = 2,1 \cdot 10^{-2}$  correspondente a 15% de probabilidade de ruína. O conjunto de módulos de deformabilidade utilizados foram os obtidos na retroanálise dinâmica para duas pressões de impacto, a mais baixa e a mais alta, cujos valores estão apresentados na tabela 6.14.

Tabela 6.14: Módulo de deformabilidade para a estrutura da célula 1

Camada	$E$ (MPa) CM1	$E$ (MPa) CM2
Sub-balastro granular	350	490
Coroamento	1100	1100
Fundação	600	600

As extensões de compressão no topo da plataforma ( $\varepsilon_c$ ), para as duas fases da vida útil estão apresentadas na tabelas 6.15 e 6.16, assim como o número admissível de passagens ( $N$ ).

Tabela 6.15: Número admissível de passagens, tendo em conta a deformação permanente para o conjunto de módulos 1

Fase	$\varepsilon_c$ - CM1	N
Construção	$-1,22 \times 10^{-4}$	$8,86 \times 10^8$
Exploração	$-4,67 \times 10^{-5}$	$4,09 \times 10^{10}$

Tabela 6.16: Número admissível de passagens, tendo em conta a deformação permanente para o conjunto de módulos 2

Fase	$\varepsilon_c$ - CM2	N
Construção	$-1,16 \times 10^{-4}$	$1,06 \times 10^9$
Exploração	$-4,65 \times 10^{-5}$	$4,15 \times 10^{10}$

A figura 6.42 apresenta um histograma que mostra o comportamento da estrutura para os diferentes módulos de deformabilidade.

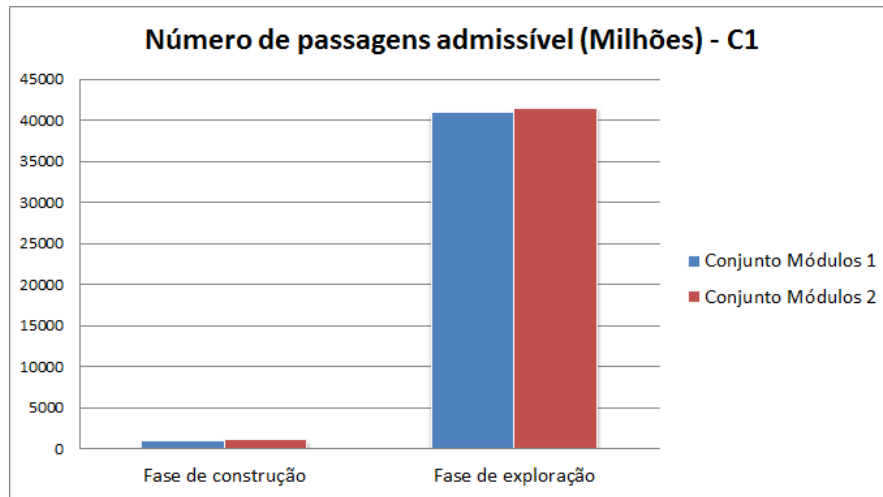


Figura 6.42: Comportamento do sub-balastro granular

Verifica-se um ligeiro aumento do número admissível de passagens, uma vez que, ao aumentar o módulo de deformabilidade, a estrutura fica mais rígida, diminuindo a deformação.

### Subestrutura com sub-balastro betuminoso

Neste tipo de estrutura interessa conhecer, além das extensões ao nível do topo de fundação, tendo em conta o critério de ruína por deformação permanente, também as extensões de tracção na base da camada de mistura betuminosa. Foram usados os métodos da SHELL apresentados na tabela 5.3 e 5.2, respectivamente. Relativamente, à ruína por fadiga, foi considerado um  $V_b = 9$ . O conjunto de módulos de deformabilidade utilizados foram os obtidos na retroanálise dinâmica para duas pressões de impacto, a mais baixa e a mais alta, cujos valores estão apresentados na tabela 6.17.

Tabela 6.17: Módulo de deformabilidade para a estrutura da célula 2

Camada	$E$ (MPa) CM1	$E$ (MPa) CM2
Sub-balastro betuminoso	7800	5200
Coroamento	1100	700
Fundação	600	600

As extensões de compressão no topo da plataforma ( $\varepsilon_c$ ), para as duas fases estão apresentadas na tabelas 6.18 e 6.19, assim como o número admissível de passagens ( $N$ ). As extensões de tracção na base da camada de mistura betuminosa ( $\varepsilon_t$ ), para as duas fases estão apresentadas na tabelas 6.20 e 6.21, assim como o número admissível de passagens ( $N$ ).

Tabela 6.18: Número admissível de passagens, tendo em conta a deformação permanente para o conjunto de módulos 1

Fase	$\varepsilon_c$ - CM1	N
Construção	$-1,30 \times 10^{-4}$	$6,77 \times 10^8$
Exploração	$-5,13 \times 10^{-5}$	$2,81 \times 10^{10}$

Tabela 6.19: Número admissível de passagens, tendo em conta a deformação permanente para o conjunto de módulos 2

Fase	$\varepsilon_c$ - CM2	N
Construção	$-1,48 \times 10^{-4}$	$4,10 \times 10^8$
Exploração	$-5,26 \times 10^{-5}$	$2,55 \times 10^{10}$

Tabela 6.20: Número admissível de passagens, tendo em conta a fadiga para o conjunto de módulos 1

Fase	$\varepsilon_t$ - CM1	N
Construção	$6,23 \times 10^{-5}$	$8,13 \times 10^7$
Exploração	$6,36 \times 10^{-6}$	$7,84 \times 10^{12}$

Tabela 6.21: Número admissível de passagens, tendo em conta a fadiga para o conjunto de módulos 2

Fase	$\varepsilon_t$ - CM2	N
Construção	$9,63 \times 10^{-5}$	$2,05 \times 10^7$
Exploração	$9,47 \times 10^{-6}$	$2,23 \times 10^{12}$

A figura 6.43 apresenta um histograma que mostra o comportamento da estrutura para diferentes módulos de deformabilidade.

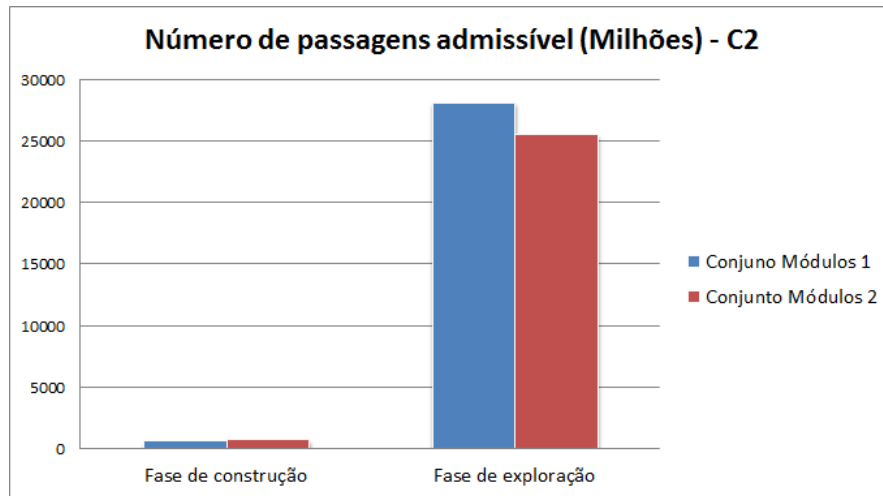


Figura 6.43: Comportamento do sub-balastro betuminoso

Neste caso acontece o inverso do que ocorre para a estrutura com sub-balastro granular. A diminuição dos módulos de deformabilidade torna a estrutura menos rígida, e portanto, é expectável que o número de passagens admissível decresça também.

### Comparação do comportamento das subestruturas

#### *Fase de Construção*

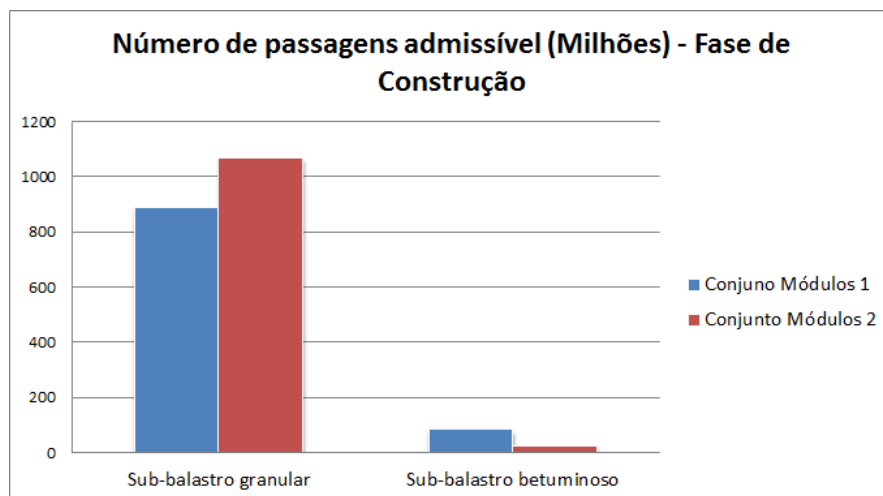


Figura 6.44: Comportamento das subestruturas, fase de construção

## Fase de Exploração

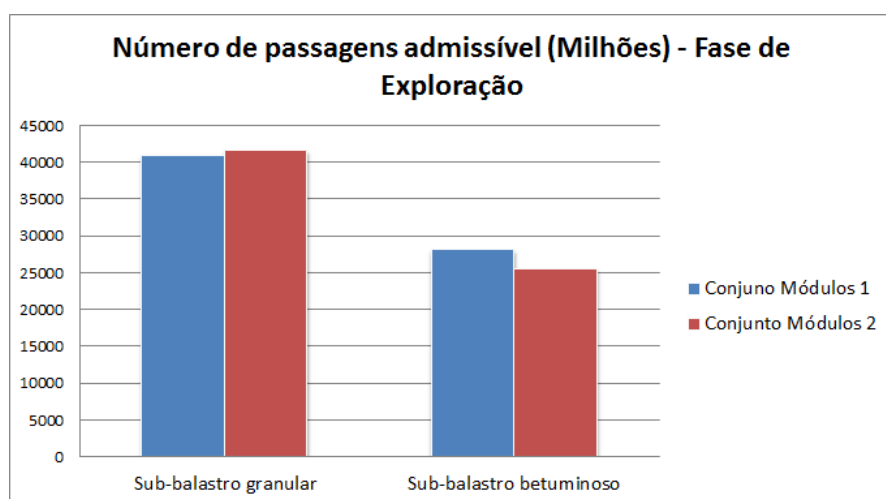


Figura 6.45: Comportamento das subestruturas, fase de exploração

Ao analisar as figuras anteriores verifica-se que a estrutura com sub-balastro granular permite, tanto na fase de construção como na de exploração, maior número de passagens admissíveis, que a estrutura com balastro granular, o que indica mais período de vida útil. No entanto, constata-se que, esta diferença é menor na fase de exploração.

Como se observa, também, nas tabelas 6.20 e 6.21, para a estrutura com sub-balastro betuminoso, na fase de construção, é a rotura por fadiga na camada de mistura betuminosa que condiciona a determinação do número admissível de passagens. Pelo contrário, na fase de exploração é a rotura por deformação permanente que condiciona o número admissível de passagens.

Esta situação leva a concluir que numa via com fundação de média e boa qualidade, a rotura por fadiga da camada betuminosa ocorre sempre depois da rotura da fundação (deformação permanente), como observado no estudo de [Teixeira, 2006], apresentado no capítulo 2.5.

Um dos objectivos deste trabalho era o dimensionamento da via-férrea, tendo em conta, a estimativa do período de vida útil da mesma. No entanto, os módulos de deformabilidade obtidos por retroanálise das duas subestruturas ferroviárias foram relativamente elevados, pelo que não se procedeu a avaliação da vida útil em anos, dado que os modelos estruturais obtidos em modelo físico permitem a obtenção de períodos de vida elevadíssimos. Desta forma, achou-se oportuno realizar um dimensionamento para infra-estruturas ferroviárias novas, contemplando as duas soluções de sub-balastro estudadas, mas com módulos de deformabilidade normalmente utilizados em projecto, como se verá no ponto seguinte.

O elevado valor dos módulos de deformabilidade obtidos por retroanálise, deve-se sobretudo ao processo de cimentação dos agregados calcários utilizados na camada de coroamento, e eventualmente, a um baixo teor em água na realização da compactação, na altura da construção do modelo físico.

#### 6.5.4. Dimensionamento da via-férrea

##### Estimativa do período de vida útil

Os módulos de deformabilidade de projecto (MP) adoptados para este estudo foram os apresentados na tabela 6.22. Os dados de tráfego rodoviário na fase de construção e ferroviário para a fase de exploração utilizados para a estimativa do período da vida útil, são os representados na tabela 6.23 e 6.24. Para o tráfego rodoviário foi considerada a acção do eixo padrão de 130kN, com as características referidas anteriormente 6.10. Relativamente ao tráfego ferroviário foi considerada a acção exercida já determinada anteriormente, apresentada na tabela 6.13.

Tabela 6.22: Módulos de deformabilidade de projecto

Camada	Sub-balastro granular $E$ (MPa)	Sub-balastro betuminoso $E$ (MPa)
Sub-balastro	120	4000
Camada de coroamento	130	130
Fundação	80	80

Tabela 6.23: Dados relativos ao tráfego rodoviário

Número de eixos por camião	4
Número de camiões por hora	6
Número de horas por dia	12
TMD	288

Tabela 6.24: Dados relativos ao tráfego ferroviário

Número de eixos por comboio	24
Número de comboios por hora	6
Número de horas por dia	20
TMD	2880

Os resultados obtidos para as extensões, números admissíveis de passagens e estimativa de período de vida útil, para a estrutura com sub-balastro granular para são os apresentados na tabelas 6.25.

Tabela 6.25: Número admissível de passagens na estrutura com sub-balastro granular, para os módulos de projecto

Fase	$\varepsilon_c$ - MP	N	Anos
Construção	$-8,00 \times 10^{-4}$	$4,76 \times 10^5$	5
Exploração	$-2,82 \times 10^{-4}$	$3,25 \times 10^7$	29

Na determinação da estimativa de vida útil, para a estrutura com sub-balastro betuminoso, teve-se já em consideração o critério da fadiga para extensões relativas à fase de construção e o critério da deformação permanente para as extensões relativas à fase de exploração. Desta forma, obtiveram-se os resultados apresentados na tabela 6.26.

Tabela 6.26: Número admissível de passagens na estrutura com sub-balastro betuminoso, para os módulos de projecto

Fase	$\varepsilon_c/\varepsilon_t$ - MP	N	Anos
Construção	$2,88 \times 10^{-4}$ (Fadiga)	$1,38 \times 10^5$	1
Exploração	$-2,93 \times 10^{-4}$ (Def. Per.)	$2,65 \times 10^7$	25

Os histogramas das figuras 6.46 e 6.47 apresenta uma comparação entre os dois tipos de sub-estrutura tendo em conta o número admissível de passagens.

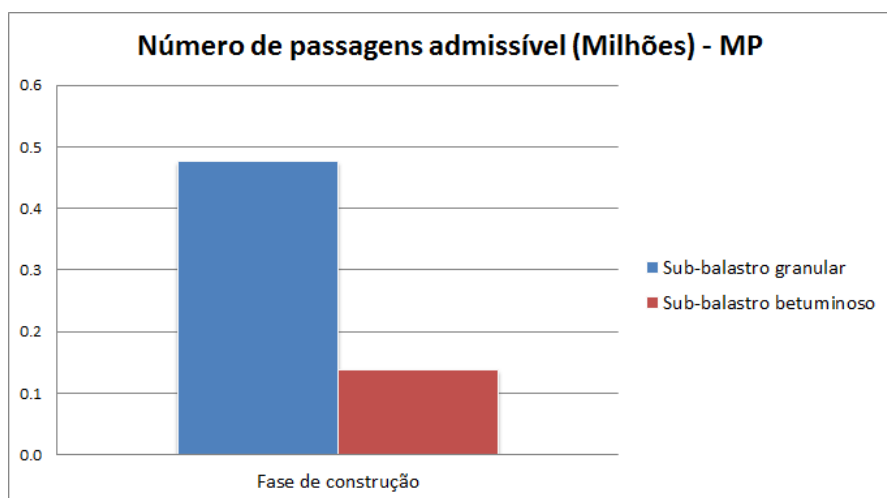


Figura 6.46: Comportamento das subestruturas, fase de construção (MP)



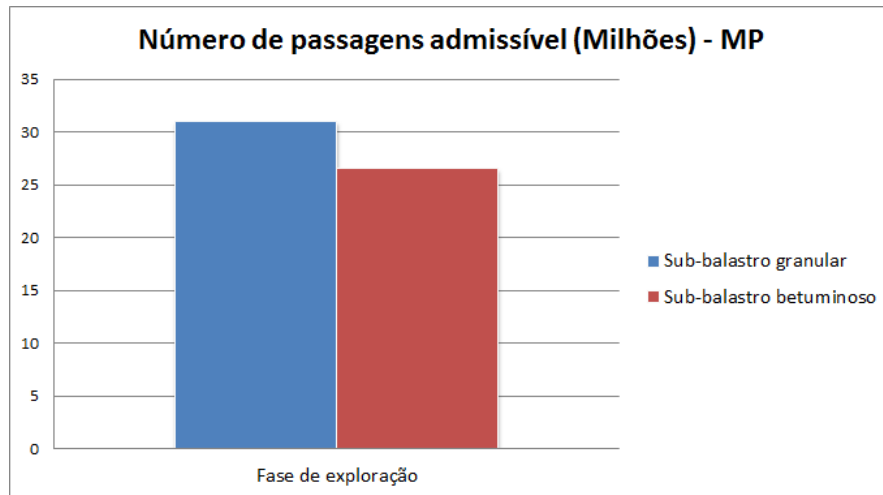


Figura 6.47: Comportamento das subestruturas, fase de exploração (MP)

Como já observado para as subestruturas com modelos estruturais obtidos por retroanálise, uma infra-estrutura com sub-balastro granular apresenta maior número admissível de passagens do que com sub-balastro betuminoso, sendo esta diferença mais evidente na fase de construção.

### Estudo paramétrico

Com o objectivo de determinar uma estrutura com sub-balastro betuminoso que permita um período de vida útil semelhante à estrutura com sub-balastro granular, foi realizado um estudo paramétrico. Como já referido anteriormente, as extensões (deformação permanente) ao nível de fundação permitem estimar o período de vida útil, no entanto, neste estudo procedeu-se também à determinação das tensões verticais no topo do balastro como indicador do possível assentamento da via (e consequentemente, necessidade de manutenção e custos inerentes).

Foram consideradas três estruturas, variando a espessura e o módulo de deformabilidade de camada de mistura betuminosa e o módulo de deformabilidade da camada granular, conforme observado na tabela 6.27. O parâmetro  $H$  significa a hipótese e o  $B$  e  $G$ , respectivamente sub-balastro betuminoso e sub-balastro granular. As hipóteses HB1 e HG1, referem-se às estruturas atrás estudadas. As propriedades das restantes camadas foram as mesmas adoptadas e referidas no ponto anterior.

Tabela 6.27: Propriedades dos materiais com sub-balastro betuminoso e granular

Propriedade	HB 1	HB 2	HB 3	HB 4	HG 1	HG 2
Módulo de deformabilidade $E$ (MPa)	4000	4000	8000	8000	120	340
Espessura da camada (m)	0,12	0,14	0,12	0,14	0,30	0,30

A tabela 6.28 apresenta os resultados obtidos, para as diversas hipóteses consideradas.

Tabela 6.28: Comportamento de estruturas com sub-balastro betuminoso e granular

Hipótese	Vida útil (anos)	Tensão vertical máxima no balastro (kPa)
HB1	25	-130
HB2	28	-129
HB3	28	-129
HB4	32	-128
HG1	29	-134
HG2	34	-129

Tendo em conta, inicialmente, apenas as hipóteses correspondentes ao sub-balastro betuminoso, obtiveram-se os resultados apresentados na figura 6.48.

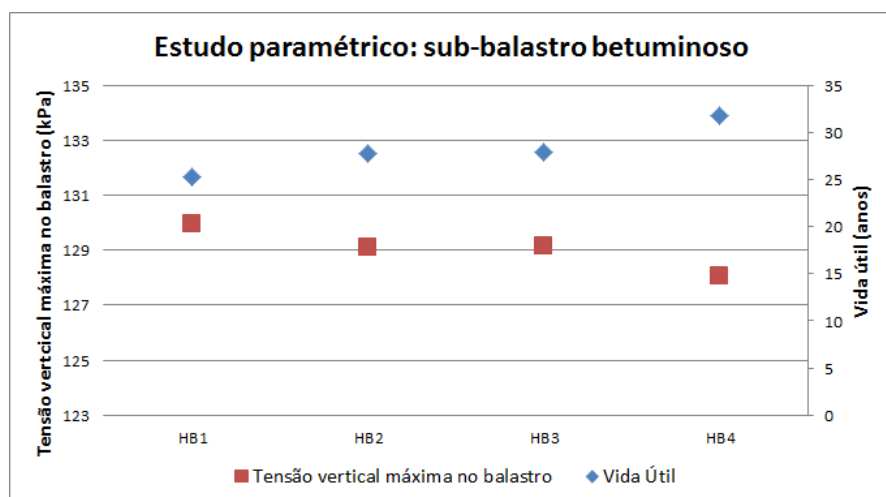


Figura 6.48: Estudo paramétrico: sub-balastro betuminoso

Ao analisar a figura 6.48 verifica-se que as estruturas correspondentes às hipóteses HB2 e HB3, apresentam resultados praticamente coincidentes quer no que se refere à estimativa da vida útil quer à tensão vertical no balastro. Constata-se que a estrutura correspondente à hipótese HB4 será a solução mais eficiente tendo em conta a estimativa do período de vida útil e a tensão vertical no balastro.

Da análise da tabela 6.28 e da figura 6.49, constata-se que a estrutura com sub-balastro granular com maior módulo de deformabilidade (HG2) apresenta maior período de vida útil que a estrutura com sub-balastro betuminoso com a espessura de 0,14 m, apesar de apresentarem uma tensão vertical no balastro coincidente.

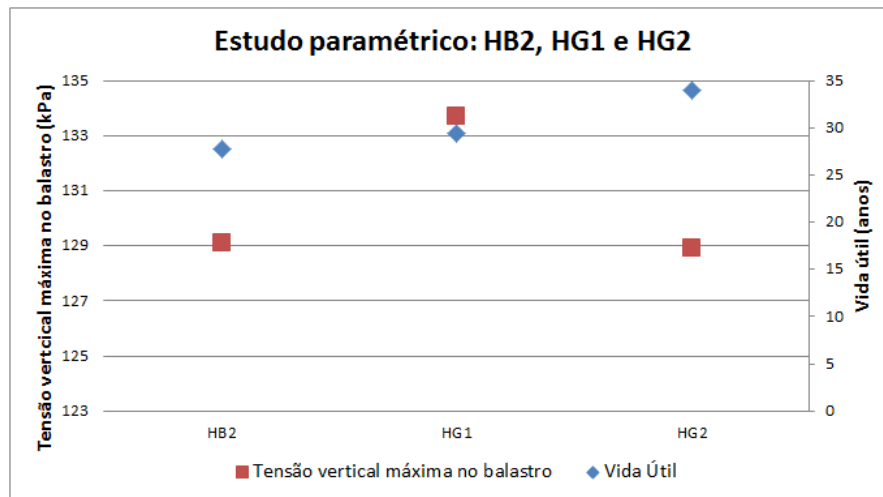


Figura 6.49: Estudo paramétrico: HB2, HG1 e HG2

Por outro lado, verifica-se que a estrutura com sub-balastro granular com menor módulo de deformabilidade (HG1) apresenta uma tensão no balastro relativamente superior à estrutura com sub-balastro betuminoso (HB2). No entanto, ambas as estruturas apresentam um período de vida útil semelhante.

Considerando as soluções mais eficientes das duas subestruturas ferroviárias (HG2 e HB4), verifica-se alguma coincidência entre os parâmetros analisados (figura 6.50).

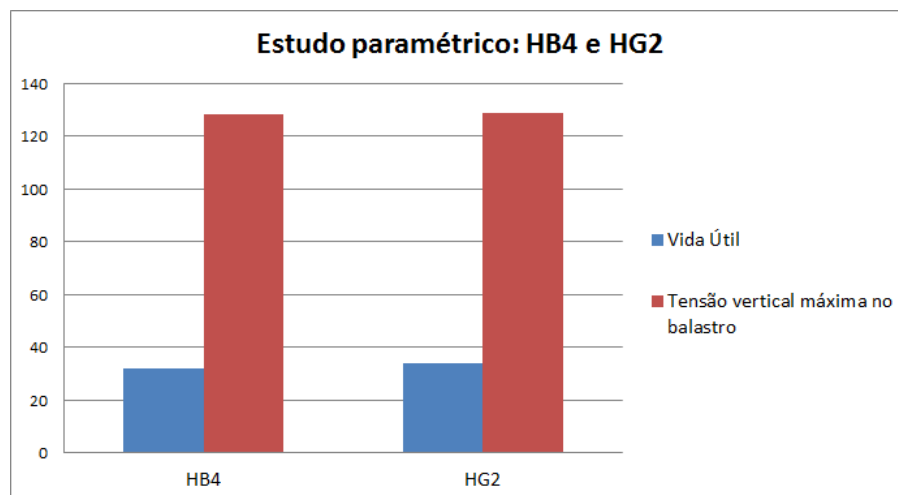


Figura 6.50: Estudo paramétrico: HB4 e HG2

Isto é, do ponto de vista das tensões verticais no balastro (factor indicativo das necessidades de manutenção) pode-se afirmar que a velocidade de degradação do balastro, entre as duas subestruturas, é praticamente coincidente. O mesmo acontece com a deformação na plataforma, relacionada com a estimativa do período de vida útil, onde se observa um comportamento semelhante entre as duas estruturas.

No entanto, existem alguns factores de difícil quantificação que reforçam a ideia de que o sub-balastro betuminoso poderá apresentar um maior período de vida útil e menor necessidade de ataque da via, sendo portanto uma melhor solução a nível estrutural.

As camadas granulares utilizadas como sub-balastro nas linhas de alta velocidade apresentam boas características de protecção da plataforma face às acções do tráfego e às condições ambientais. No entanto, tem-se observado que, durante a vida útil, estas camadas tendem a perder as suas capacidades de filtro, reduzindo a protecção da plataforma resultando numa possível contaminação do balastro ou da fundação.

Por outro lado, o sub-balastro betuminoso apresenta-se como uma camada praticamente impermeável, contribuindo para uma melhor drenagem da água. Desta forma, oferece vantagens do ponto de vista da deterioração da fundação, quando comparadas com a solução granular. Para além disso, promove uma menor variação do teor em água das camadas de fundação, factor igualmente importante no processo de deterioração da via.

Outro factor muito importante, mas igualmente de difícil quantificação, é uniformidade na rigidez vertical ao longo do traçado. Uma infra-estrutura com sub-balastro betuminoso permite uma maior uniformidade da rigidez vertical da via ao longo do traçado, quando comparada com uma subestrutura com sub-balastro granular, conforme já observado no ponto 2.4.

# Conclusões e desenvolvimentos futuros

## 7.1. Conclusões

Da investigação realizada para a presente dissertação e exposta nos capítulos anteriores foi possível retirar algumas conclusões que se descrevem de seguida.

Os primeiros modelos computacionais para o dimensionamento e avaliação estrutural permitem modelar a subestrutura ferroviária com base na teoria multi-camadas e a superestrutura baseada no método dos elementos finitos. Alguns destes modelos permitem a consideração do comportamento não linear dos materiais, no entanto, todos aqueles descritos, não permitem a consideração da acção dinâmica. A evolução da capacidade dos computadores generalizou o dimensionamento das infra-estruturas ferroviárias com o método dos elementos finitos aplicado em programas comerciais. O método dos elementos finitos permite a consideração de modelos estruturais mais elaborados, leis de comportamento de materiais mais complexos e a consideração do carácter dinâmico da acção.

A via de apoio misto pode-se considerar como uma solução intermédia, no desenvolvimento tecnológico, em comparação com a via balastrada e não balastrada, tanto nos custos de construção como nos de manutenção. Desta forma verifica-se que é uma solução bastante competitiva. Os maiores custos na colocação da camada betuminosa, podem ser recuperados em poucos meses, dada a redução significativa nos custos de conservação. O grande sucesso desta aplicação nalguns países, como a Itália, tem despertado o interesse da comunidade científica de outros (França e Espanha), tanto na investigação laboratorial em modelos físicos e *in situ*, com a construção de trechos experimentais, como na modelação numérica.

No presente caso de estudo analisaram-se os resultados do ensaio de carga com o FWD, realizados num modelo físico à escala real de duas subestruturas típicas de linhas de alta velocidade, uma com sub-balaastro granular e outra com sub-balaastro betuminoso.

Constatou-se que as deflexões originadas pelo ensaio com o FWD no topo da camada de sub-balastro granular apresentam maiores irregularidades de que as medidas no sub-balastro betuminoso. Este aspecto relaciona-se com a irregularidade natural da superfície da camada granular. Verificou-se, ainda que os módulos de deformabilidade da camada de sub-balastro granular aumentam com o aumento da pressão, pelo contrário, os módulos de deformabilidade da camada de mistura betuminosa tendem a diminuir.

No caso de estudo foram desenvolvidos modelos numéricos em elementos finitos com o *software* ANSYS®. Neste contexto foram estudados dois tipos de modelos estruturais (2D com axissimetria e 3D) e a influência do carácter dinâmico da acção do FWD. Em relação ao tipo de modelo estrutural com elementos finitos, verificou-se que, a modelação da acção do FWD poderá ser simplificada realizada com um modelo 2D. Desta forma, obtêm-se resultados mais rápidos e com elevado grau de precisão, comparativamente com o modelo 3D. Relativamente ao carácter dinâmico da acção do FWD, constatou-se que, de uma forma geral, este tipo de acção real produzidas pelo o equipamento, leva a uma resposta mais flexível da estrutura, resultando em maiores deflexões quando comparada com a acção estática, desta forma este tipo de acção não deve ser desprezada.

Com os resultados obtidos do ensaio realizado sobre o modelo físico, verificou-se que uma infraestrutura com sub-balastro granular apresenta maior período de vida útil do que infraestrutura com sub-balastro betuminoso.

Tendo em conta módulos de deformabilidade normalmente adoptados em projecto, o sub-balastro betuminoso apresenta uma boa solução estrutural, com período de vida útil equivalente ao sub-balastro granular. Verificou-se que uma via-férrea com sub-balastro betuminoso com 12cm a 14cm de espessura apresenta, em termos de vida útil, uma resposta equivalente a uma via com sub-balastro granular, com 30cm de espessura. Salienta-se a importância da utilização de misturas betuminosas adequadas para colocação numa só camada de sub-balastro desta espessura (AC 32), uma vez que a colocação em duas camadas aumenta consideravelmente os custos de construção.

No entanto, existem alguns factores de difícil quantificação que comprovam que o sub-balastro betuminoso poderá apresentar um maior período de vida útil e menor necessidade de ataque da via, sendo portanto uma melhor solução a nível estrutural. Dentro desses factores salienta-se, a tendência que as camadas granulares apresentam para reduzir as suas capacidades de filtro, reduzindo a protecção da plataforma resultando numa possível contaminação do balastro ou da fundação. Salienta-se também, por outro lado, a maior capacidade de drenagem, menor variação do teor em água e uma maior uniformidade da rigidez vertical ao longo do traçado, das

camadas com misturas betuminosas. O comportamento durante a fase de construção da camada de sub-balastro betuminoso apresenta uma superfície muito mais resistente à acção dos rodados de equipamentos pesados, não se degradando com tanta facilidade como o material granular.

## **7.2. Desenvolvimentos futuros**

Como desenvolvimentos futuros, considera-se importante a consideração de leis de comportamento de materiais mais realistas, podendo ser calibrado com base em resultados de ensaios laboratoriais realizados sobre os materiais, nomeadamente, ensaios triaxiais.

Por outro lado, considera-se importante a estimativa do período de vida útil através de expressões mais adequadas às infra-estruturas ferroviárias. Refere-se que neste caso de estudo foram utilizadas leis de degradação normalmente adoptadas para o dimensionamento de pavimentos rodoviários flexíveis. Apesar das semelhanças entre as subestruturas ferroviárias e os pavimentos rodoviários, as duas apresentam diferentes solicitações.

Considera-se igualmente importante a modelação da acção dinâmica induzida pela passagem dos comboios, de modo a estudar a resposta do sistema face a esta acção. No seguimento desta modelação poderá ser realizada uma correspondência entre a acção dinâmica dos comboios e o ensaio de carga com o FWD, de forma a calibrar este último em termos de tempo de carga de modo a reproduzir a acção do tráfego ferroviário.





# Bibliografia

- [Adegoke et al., 1979] Adegoke, C. W., Chang, C. S., e Selig, E. T. (1979). Study of analytical models for track support systems. *Transportation Research Record*, 733:12–19.
- [Almeida, 1993] Almeida, J. R. D. (1993). *Analytical Techniques for the structural evaluation of pavements*. Dissertação para obtenção de grau de Doutor. University of Nottingham.
- [Alves, 2007] Alves, T. (2007). *Metodologias de auscultação de pavimentos rodoviários*. Dissertação para obtenção de grau de Mestre. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- [ANSYS, 2005] ANSYS (2005). *ANSYS Structural Analysis Guide*. ANSYS, Inc.
- [Antunes, 1993] Antunes, M. (1993). *Avaliação da capacidade de carga de pavimentos utilizando ensaios dinâmicos*. Dissertação para obtenção do grau de Doutor. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- [Burrow et al., 2007] Burrow, M., Bowness, D., e Ghataora, G. (2007). A comparison of railway track foundation design methods. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, 221:1–12.
- [Chang et al., 1980] Chang, C. S., Adegoke, C. W., e Selig, E. T. (1980). Geotrack model for railroad track performance. *Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE*, 106:1201–1218.
- [Correia et al., 2006] Correia, A., Hornych, P., e Akou, Y. (2006). Review of models and modelling of unbound granular materials. *Workshop on Modelling and Advanced Testing for Unbound Granular Materials*.
- [COST333, 2001] COST333 (2001). *Development of New Bituminous Pavement Design Method, Final Report of the Action*. Transport Research.
- [Dahlberg, 2003] Dahlberg, T. (2003). Railway track dynamics - a survey. *Solid Mechanics/IKP, Linköping University*.

- [Esveld, 2001] Esveld, C. (2001). *Modern railway track*. MRT-Productions, Netherlands.
- [ETI, 2008] ETI (2008). *Especificação Técnica Interoperabilidade para o Subsistema Infra-estrutura do Sistema Ferroviário Transeuropeu de Alta Velocidade - 2008/217/CE*. Jornal Oficial da União Europeia.
- [Ferreira, 2010] Ferreira, P. D. (2010). *Modelling and prediction of the dynamic behaviour of railway infrastructures at very high speeds*. Dissertação para obtenção do grau de Doutor. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- [FEUP, 2008] FEUP (2008). *Caminhos de ferro - Sebenta do curso de Engenharia Civil*. Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia.
- [Fontul, 2004] Fontul, S. (2004). *Structural evaluation of flexible pavements using non-destructive tests*. Dissertação para obtenção do grau de Doutor. Universidade de Coimbra, Faculdade de Ciências e Tecnologia.
- [Fontul, 2010a] Fontul, S. (2010a). *Sebenta da disciplina de Construção e Manutenção de Pavimentos*. Instituto Politécnico de Leiria.
- [Fontul, 2010b] Fontul, S. (2010b). *Slides das aulas da disciplina infra-estruturas ferroviárias e portuárias*. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade Ciências e Tecnologia.
- [Fontul, 2011] Fontul, S. (2011). Modelação física de subestruturas ferroviárias com sub-balastro betuminoso. construção de modelo físico. *Seminário Internacional BITU-RAIL*.
- [Fortunato, 2005] Fortunato, E. (2005). *Renovação de plataformas ferroviárias - Estudos relativos à capacidade de carga*. Dissertação para obtenção do grau de Doutor. Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia.
- [Fortunato e Resende, 2006] Fortunato, E. e Resende, R. (2006). Mechanical behaviour of railway track structure and foundation - three-dimensional numerical modelling. *Railway Foundations (RailFound'06)*, pages 217–227.
- [Freire e Mendes, 2011] Freire, A. C. e Mendes, S. (2011). Caracterização laboratorial de sub-balastro betuminoso. *Seminário Internacional BITU-RAIL*.
- [Grontmij, 2011] Grontmij (2011). <http://sites.grontmij.dk/Pavement-consultants-com>. Página consultada em Julho de 2011.
- [Huang et al., 1984] Huang, H. Y., Lin, C., Deng, X., e Rose, J. (1984). Kentrack, a computer program for hot-mix asphalt and conventional ballast railway trackbeds. *Asphalt Institute (Publication RR-84-1) and National Asphalt Pavement Association*.

- [IT.GEO.001, 2008] IT.GEO.001 (2008). *Fornecimento de Balastro e Gravelha*. Rede Ferroviária Nacional - REFER, EP.
- [IT.GEO.006, 2007] IT.GEO.006 (2007). *Características técnicas do sub-balastro*. Rede Ferroviária Nacional - REFER, EP.
- [Li e Selig, 1996] Li, D. e Selig, E. T. (1996). Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 122:1006–1013.
- [Li e Selig, 1998] Li, D. e Selig, E. T. (1998). Method for railroad track foundation design. i: Development and ii: applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*.
- [Álvaro Azevedo, 2003] Álvaro Azevedo (2003). *Método dos elementos finitos*. Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, Porto.
- [Mira et al., 1999] Mira, P., y de Goicoechea, J. N., Pastor, M., Rodríguez, J., e Santos, J. (1999). *Recomendaciones para el proyecto de plataformas ferroviarias*. Madrid: Ministerio de Fomento.
- [Mántaras e Rodríguez, 1986] Mántaras, D. e Rodríguez, P. L. (1986). *Ingeniería e infraestructura de los transportes, Ferrocarriles*. Universidad Oviedo, Servicio de Publicaciones, España.
- [Paixão e Fortunato, 2009] Paixão, A. e Fortunato, E. (2009). *Novas soluções de superestrutura de via para a alta velocidade, Comparação com a via balastrada tradicional*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- [Pita, 2006] Pita, A. L. (2006). *Infraestructuras ferroviarias*. Edicions UPC, España.
- [Pita et al., 2006] Pita, A. L., Teixeira, P., Casas, C., e Bachiller, A. (2006). Nuevas tendencias en el proyecto de infraestructuras ferroviarias: la utilización de materiales bituminosos como subbalastro. *X Congreso Internacional de Ingeniería de Proyectos*.
- [Prause e Kennedy, 1977] Prause, R. e Kennedy, J. (1977). Parametric study of track response. *U.S. Department of Transportation, Report No. FRA/ORD-77/75. Federal Railroad Administration, Washington, D.C., USA*.
- [Profillidis, 1995] Profillidis, V. A. (1995). *Railway engineering*. Ashgate, England.
- [Profillidis e Humbert, 1986] Profillidis, V. A. e Humbert, P. (1986). Etude en élastoplasticité par la méthode des éléments finis du comportement de la voie ferrée et de sa fondation. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, pages 13–19.

- [Radampola, 2006] Radampola, S. (2006). *Evaluation and modelling performance of capping layer in railtrack substructure*. Dissertação para obtenção do grau de Doutor. Central Queensland University, Centre for Railway Engineering.
- [Railway-Tecnology, 2011] Railway-Tecnology (2011). <http://www.railway-technology.com>. Página consultada em Julho de 2011.
- [Rose e Konduri, 2006] Rose, J. G. e Konduri, K. C. (2006). Kentrack, a railway trackbed structural design program. *AREMA (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association)*.
- [Sadeghi e Barati, 2010] Sadeghi, J. e Barati, P. (2010). Evaluation of conventional methods in analysis and design of railway track system. *International Journal of Civil Engineering*, 8:44–56.
- [Sanguino et al., 1998] Sanguino, M., Requejo, P., e Urroz, E. (1998). Cálculo de plataformas ferroviarias mediante el empleo de modelos matemáticos avanzados. *Congreso Nacional de Ingeniería Ferroviaria*, pages 161–172.
- [Sauvage e Larible, 1982] Sauvage, R. e Larible, G. (1982). La modélisation par 'éléments finis' des couches d'assise de la voie ferrée. *Revue Générale des Chemins de Fer*, pages 475–483.
- [Selig e Waters, 1994] Selig, E. T. e Waters, J. (1994). *Track geotechnology and substructure management*. Thomas Telford Publications, England.
- [Steffens, 2005] Steffens, D. M. (2005). *Identification and development of a model of railway track dynamic behaviour*. Dissertação para obtenção de grau de Mestre. Queensland University of Technology.
- [Tarabji e Thompson, 1976] Tarabji, S. e Thompson, M. (1976). Finite element analysis of a railway track support system, ballast and foundation materials research program, users manual. *Illinois University at Urbana-Champaign, Department of Civil Engineering*.
- [Teixeira, 2005] Teixeira, P. (2005). *Sebenta da disciplina de caminhos-de-Ferro*. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- [Teixeira, 2003] Teixeira, P. F. (2003). *Contribución a la reduccion de los costes de mantenimiento de las vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigides vertical*. Dissertação para obtenção do grau de Doutor. Universitat Politècnica de Catalunya.
- [Teixeira, 2006] Teixeira, P. F. (2006). Improvement of high-speed track design by using a bituminous sub-ballast layer. *World Transit Research*.

- [Teixeira, 2007] Teixeira, P. F. (2007). Track on bituminous sub-ballast as an option to consider for future high-speed lines in Spain. *Nuevas tecnologías y técnicas constructivas en el sector ferroviario*.
- [Teixeira, 2011] Teixeira, P. F. (2011). Interest of using bituminous subballast in railway infrastructures. *International Seminar - Optimization of railway design using bituminous subballast*.
- [UIC-719R, 2008] UIC-719R (2008). *Earthworks and track bed for railway lines*. Union Internationale des Chemins de Fer.
- [Ullidtz e Coetzee, 1995] Ullidtz, P. e Coetzee, N. F. (1995). Analytical procedures in nondestructive testing pavement evaluation. *Transportation Research Record - Pavement Design and Analysis*, 1482.
- [Vale, 2004] Vale, C. S. D. (2004). *Comportamento estrutural de pavimentos rodoviários flexíveis - Contributos para modelação*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre. Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia.
- [Vale, 2010] Vale, C. S. D. (2010). *Influência da qualidade dos sistemas ferroviários no comportamento dinâmico e no planeamento da manutenção preventiva de vias de alta velocidade*. Dissertação para obtenção do grau de Doutor. Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia.
- [Vossloh, 2011] Vossloh (2011). *www.vossloh.com*. Página consultada em Julho de 2011.
- [Williams e Pérez, 1998] Williams, P. e Pérez, M. (1998). Cálculo de plataformas ferroviárias mediante elementos finitos. *Congreso Nacional de Ingeniería Ferroviaria*, pages 149–160.